

Utilisation des paramètres pressiométriques

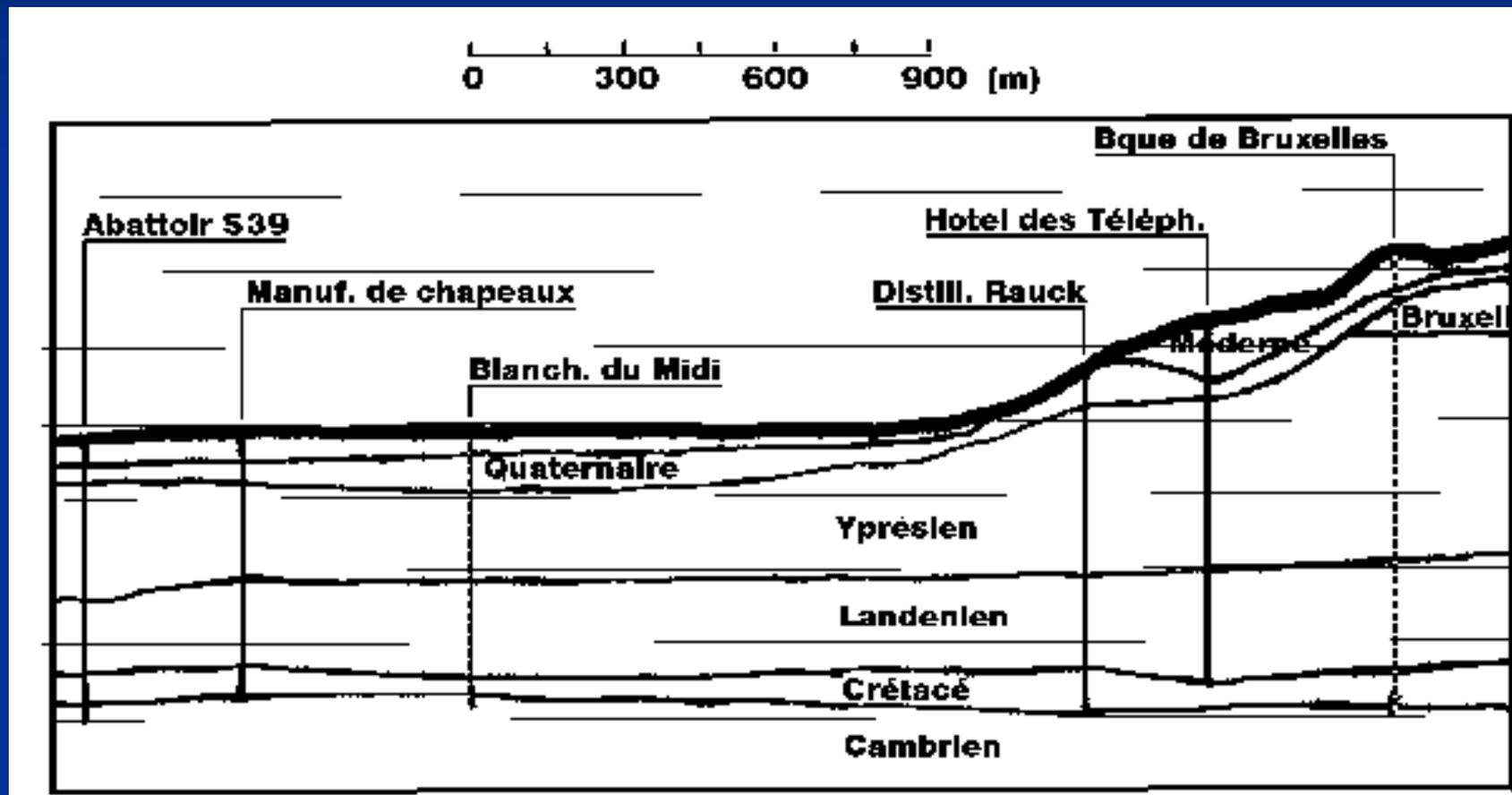
Relation entre p_1 et E_M

Ménard donne pour les sols cohérents les correspondances suivantes

$E_M/p_1 < 5$	argiles remaniées ou triturées
$5 < E_M/p_1 < 8$	argiles sous-consolidées
$8 < E_M/p_1 < 12$	argiles normalement consolidées
$12 < E_M/p_1 < 15$	argiles légèrement surconsolidées
$E_M/p_1 > 15$	argiles fortement surconsolidées.

Règle pratique : Si E_M/p_1 vaut environ 10 le sol est normalement consolidé. Si ce rapport a une valeur plus élevée, le sol est surconsolidé.

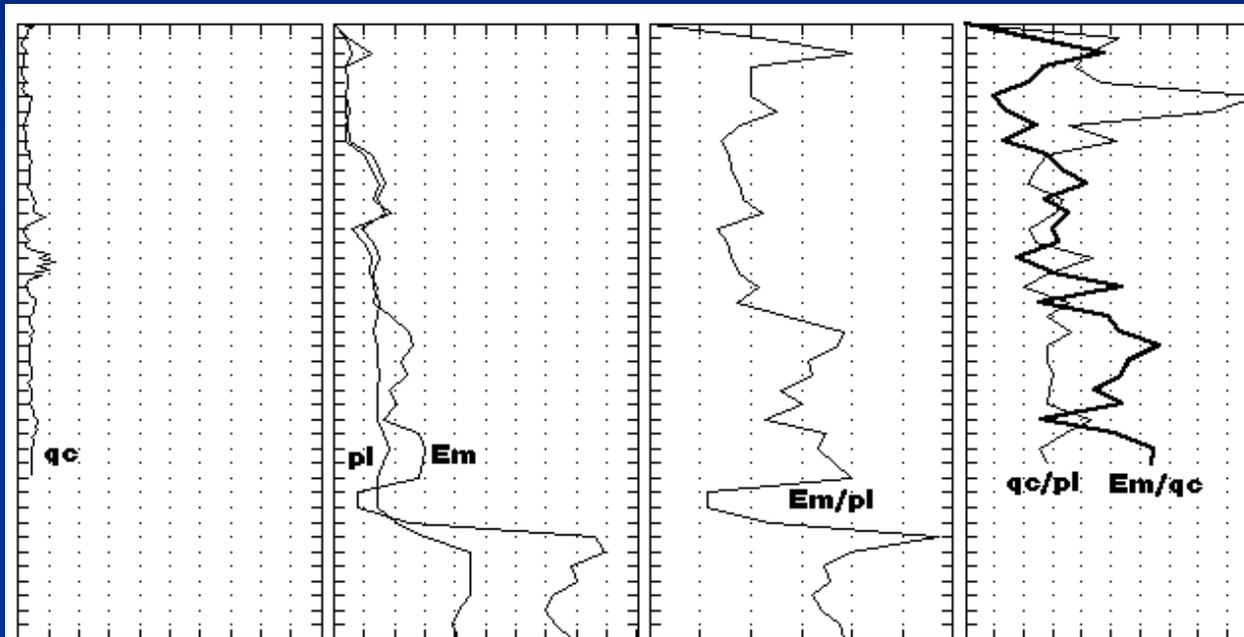
Géologie de la Vallée de la Senne



L'Yprésien à hauteur de la gare du Midi

Site de l'Hôpital Erasme

$$E_M/p_L = 10$$



Diag.	Code	Description	Niveaux	Valeurs min. & max.	Unit U & H
73	725	Résistance au cône C	0.0 42.0	0.00 100.00	1.0 1.0
73	730	Press limite (pressi	0.0 42.0	0.00 10.00	1.0 1.0
73	802	Module Pressiométric	0.0 42.0	0.00 100.00	1.0 1.0
73	1104	Em/pl	0.0 42.0	0.00 30.00	1.0 1.0
73	1105	qc/pl	0.0 42.0	0.00 10.00	1.0 1.0
73	1106	Em/qc	0.0 42.0	0.00 10.00	1.0 1.0

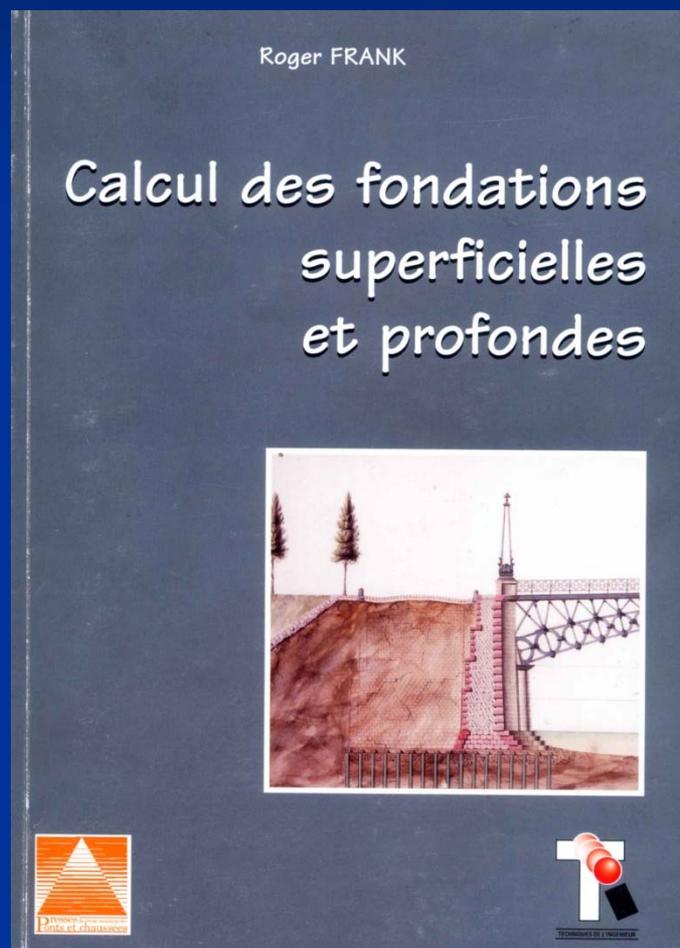
Classification des sols

Tableau 5 – Définition des catégories conventionnelles des sols [1]

Classe de sol		Pressiomètre p_e (MPa)	Pénétromètre q_c (MPa)
Argiles, limons	A – Argiles et limons mous	< 0,7	< 3,0
	B – Argiles et limons fermes	1,2 à 2,0	3,0 à 6,0
	C – Argiles très fermes à dures	> 2,5	> 6,0
Sables, graves	A – Lâches	< 0,5	< 5
	B – Moyennement compacts	1,0 à 2,0	8,0 à 15,0
	C – Compacts	> 2,5	> 20,0
Craies	A – Molles	< 0,7	< 5
	B – Altérées	1,0 à 2,5	> 5,0
	C – Compactes	> 3,0	
Marnes, marno-calcaires	A – Tendres	1,5 à 4,0	
	B – Compacts	> 4,5	
Roches (1)	A – Altérées	2,5 à 4,0	
	B – Fragmentées	> 4,5	

(1) L'appellation de roches altérées ou fragmentées peut regrouper des matériaux calcaires, schisteux ou d'origine granitique. S'il est difficile parfois de fixer des limites précises avec les sols meubles qui constituent leur phase finale d'évolution, on réservera toutefois cette classification aux matériaux qui présentent des modules pressiométriques supérieurs à 50 à 80 MPa.

Ouvrage à consulter



4ème Partie : Les Fondations

- Les normes
- Fondations superficielles et profondes
- Pression limite nette équivalente p_{le}^*
- Hauteur d'encastrement équivalente D_e
- Profondeur critique
- Fondations superficielles
- Fondations profondes

Les normes

- EN 1997-1, Eurocode 7: Geotechnical design – Part 1: General rules.
- EN 1997-1, Eurocode 7: Geotechnical design – Part 2: Design assisted by laboratory and field testing
- Fascicule 62-V Titre V : Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil

Normes françaises en rapport avec le Fascicule 62 (certaines en préparation)

- NF 94-261 : Fondations Superficielles
- NF 94-262 : Fondations Profondes
- NF 94-270 : Ouvrages en Sols Renforcés
- NF 94-282 : Ecrans de Soutènements
- NF 94-281 : Mur de Soutènements
- NF 94-290 : Ouvrages en Terre

Fascicule 62

Fascicule 62-V Titre V : Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil

- Règles actuellement en vigueur pour les marchés publics des travaux de génie civil en France.
- Dans ce qui suit, les notations sont celles du Fascicule 62.

Les Fondations

- Les normes
- Fondations superficielles et profondes
- Pression limite nette équivalente p_{le}^*
- Hauteur d'encastrement équivalente D_e
- Profondeur critique
- Fondations superficielles
- Fondations profondes

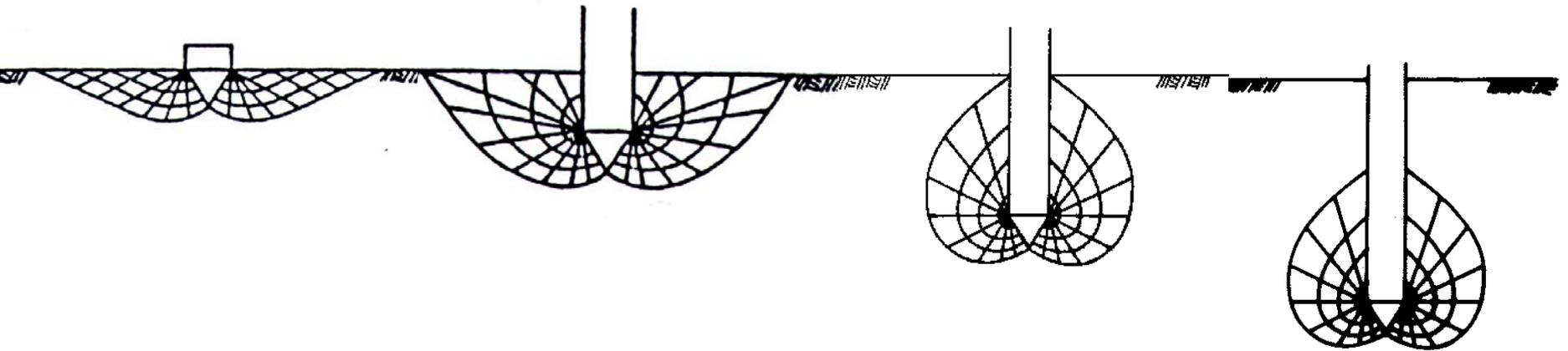
Fondations superficielles et profondes

Fondation superficielle

Cas intermédiaire

Profondeur critique D_c

Fondation profonde



La distinction fait intervenir la notion de profondeur équivalente D_e

Les Fondations

- Les normes
- Fondations superficielles et profondes
- Pression limite nette équivalente p_{le}^*
- Hauteur d'encastrement équivalente D_e
- Profondeur critique
- Fondations superficielles
- Fondations profondes

Pression limite nette équivalente p_{le}^*
dans les fondations superficielles

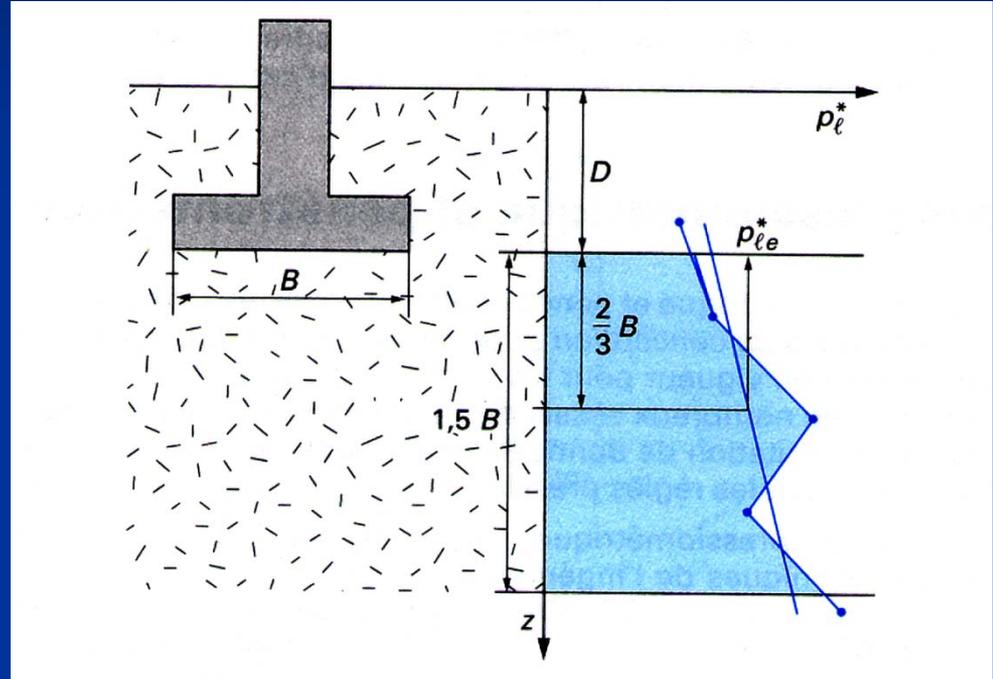
Pression limite nette équivalente

- Rappel : $p_{\ell}^* = p_{\ell} - p_0$
- Sol homogène sur $1,5 B$ sous une fondation superficielle

$$p_{\ell e}^* = p_{\ell}^*(D + \frac{2}{3} B)$$

- Sol non homogène avec des p_i du même ordre de grandeur

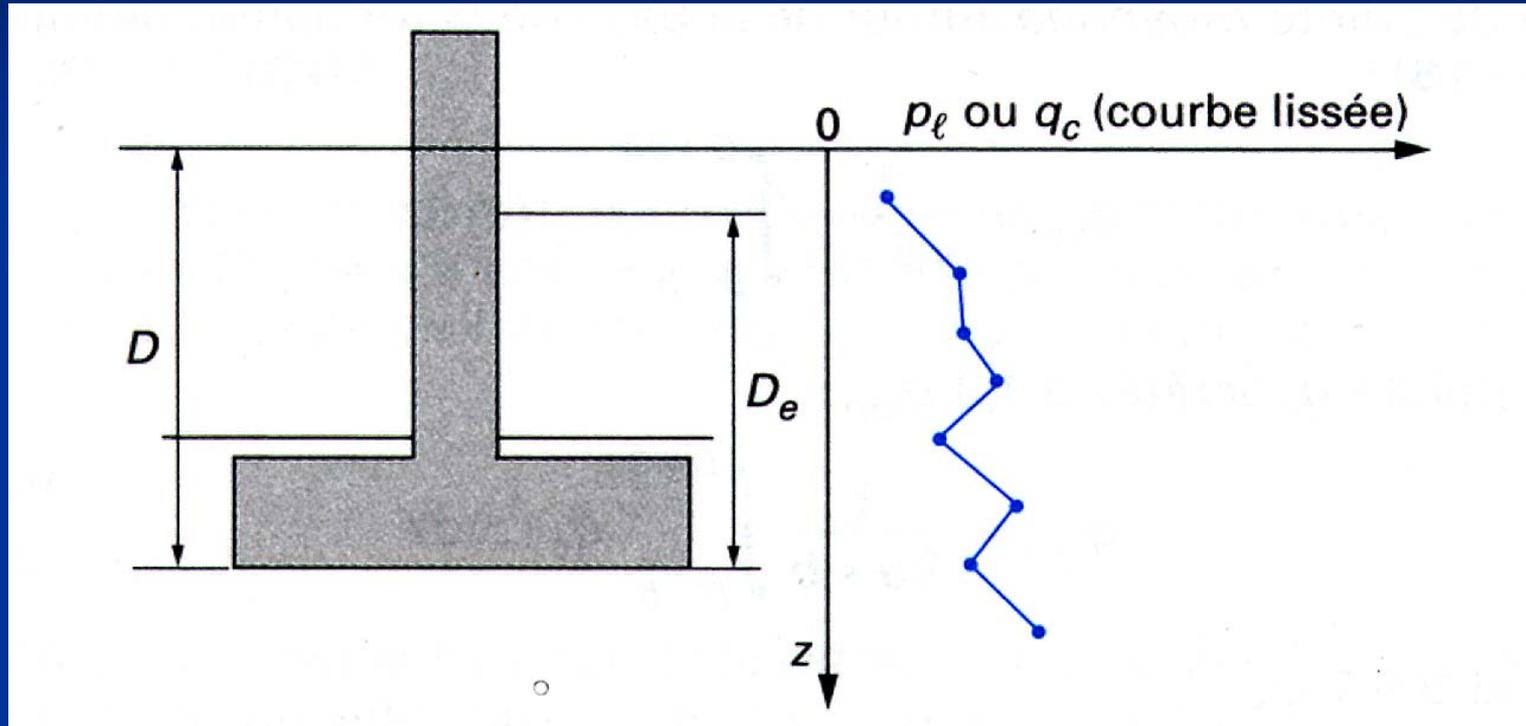
$$p_{\ell e}^* = \sqrt[n]{p_{\ell 1}^* p_{\ell 2}^* \dots p_{\ell n}^*}$$



Les Fondations

- Les normes
- Fondations superficielles et profondes
- Pression limite nette équivalente p_{le}^*
- Hauteur d'encastrement équivalente D_e
- Profondeur critique
- Fondations superficielles
- Fondations profondes

Hauteur d'encastrement équivalente



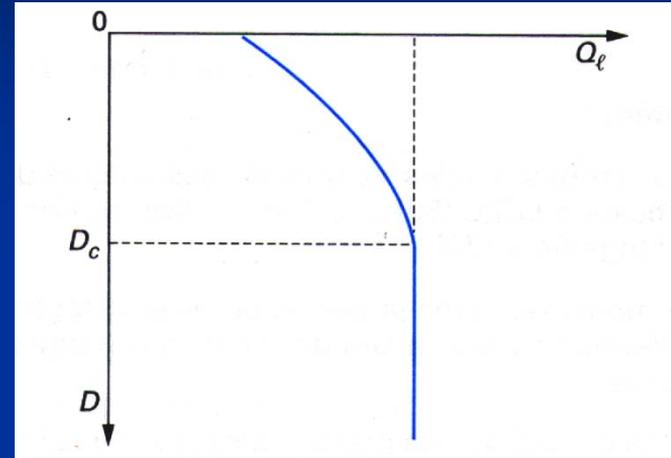
$$D_e = \frac{1}{p_{\ell e}^*} \int_0^D p_\ell^*(z) dz$$

Les Fondations

- Les normes
- Fondations superficielles et profondes
- Fondations superficielles
- Pression limite nette équivalente p_{le}^*
- Hauteur d'encastrement équivalente D_e
- **Profondeur critique**
- Fondations superficielles
- Fondations profondes

Profondeur critique

- Elle dépend:
 - Du type de sol
 - De la résistance du sol
 - Du 'diamètre' de la fondation



$$D_e/B < 1,5$$
$$D_e/B > 5$$
$$1,5 < D_e/B < 5$$

Fondations superficielles

Fondations profondes

Fondations semi-profondes
ou sous-critiques

Les Fondations

- Les normes
- Fondations superficielles et profondes
- Pression limite nette équivalente p_{le}^*
- Hauteur d'encastrement équivalente D_e
- Profondeur critique
- Fondations superficielles
- Fondations profondes

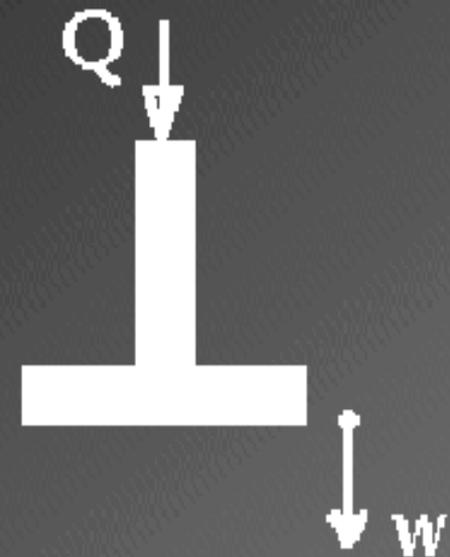
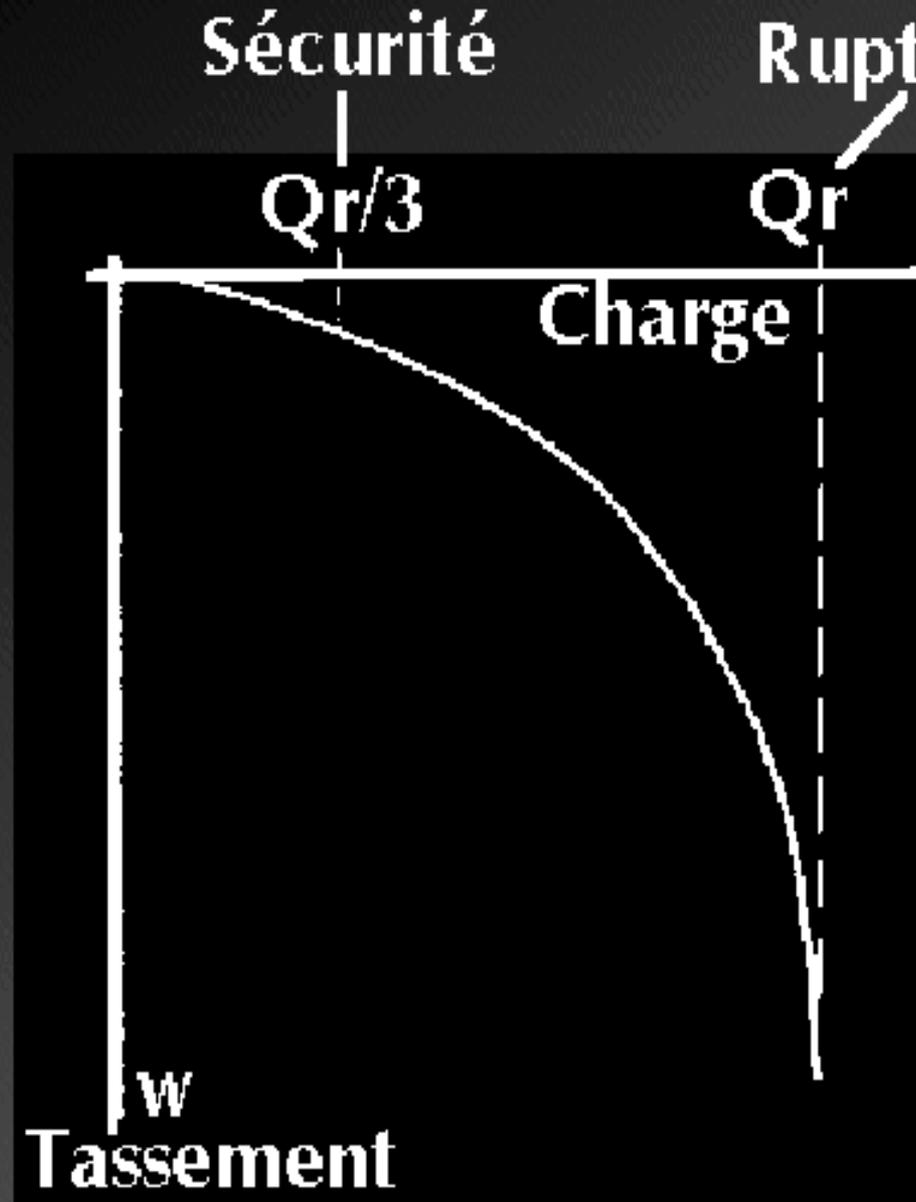
Fondations superficielles

1. Capacité portante

2. Tassements

3. Tassement de fondations multiples

Diagramme de chargement d'une fondation



Q_r

Contrainte de rupture

$$q_l = q_0 + k_p p_{le}^*$$

q_0

**contrainte totale verticale initiale au
fond de fouille**

$p_l^* = p_l - \sigma_{HS}$

pression limite nette

k_p

facteur de portance

Facteur de portance

Tableau 6 – Facteur de portance pressiométrique [1]

Type de sol	Expression de k_p	$k_p \text{ max}$ (semelle carrée)	$k_p \text{ max}$ (semelle filante)
Argiles et limons A, craies A	$0,8 \left[1 + 0,25 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	1,30	1,10
Argiles et limons B	$0,8 \left[1 + 0,35 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	1,50	1,22
Argiles C	$0,8 \left[1 + 0,50 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	1,80	1,40
Sables A	$\left[1 + 0,35 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	1,88	1,53
Sables et graves B	$\left[1 + 0,50 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	2,25	1,75
Sables et graves C	$\left[1 + 0,80 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	3,00	2,20
Craies B et C	$1,3 \left[1 + 0,27 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	2,18	1,83
Marnes, marno-calcaires, roches altérées	$\left[1 + 0,27 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	1,68	1,41

Facteur de portance

Semelles carrées ou circulaires

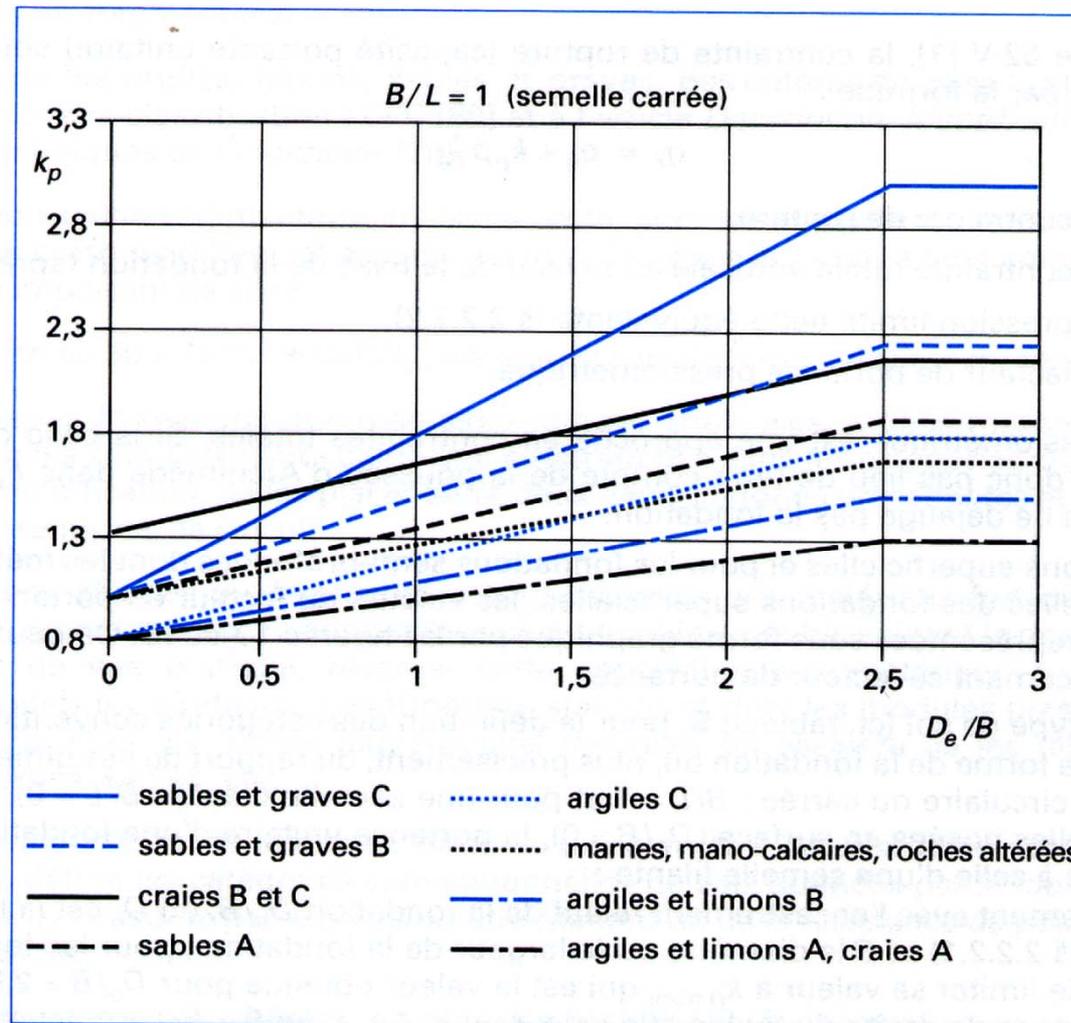


Figure 17 - Facteur de portance pressiométrique pour les semelles carrées ou circulaires

Facteur de portance

Semelles filantes

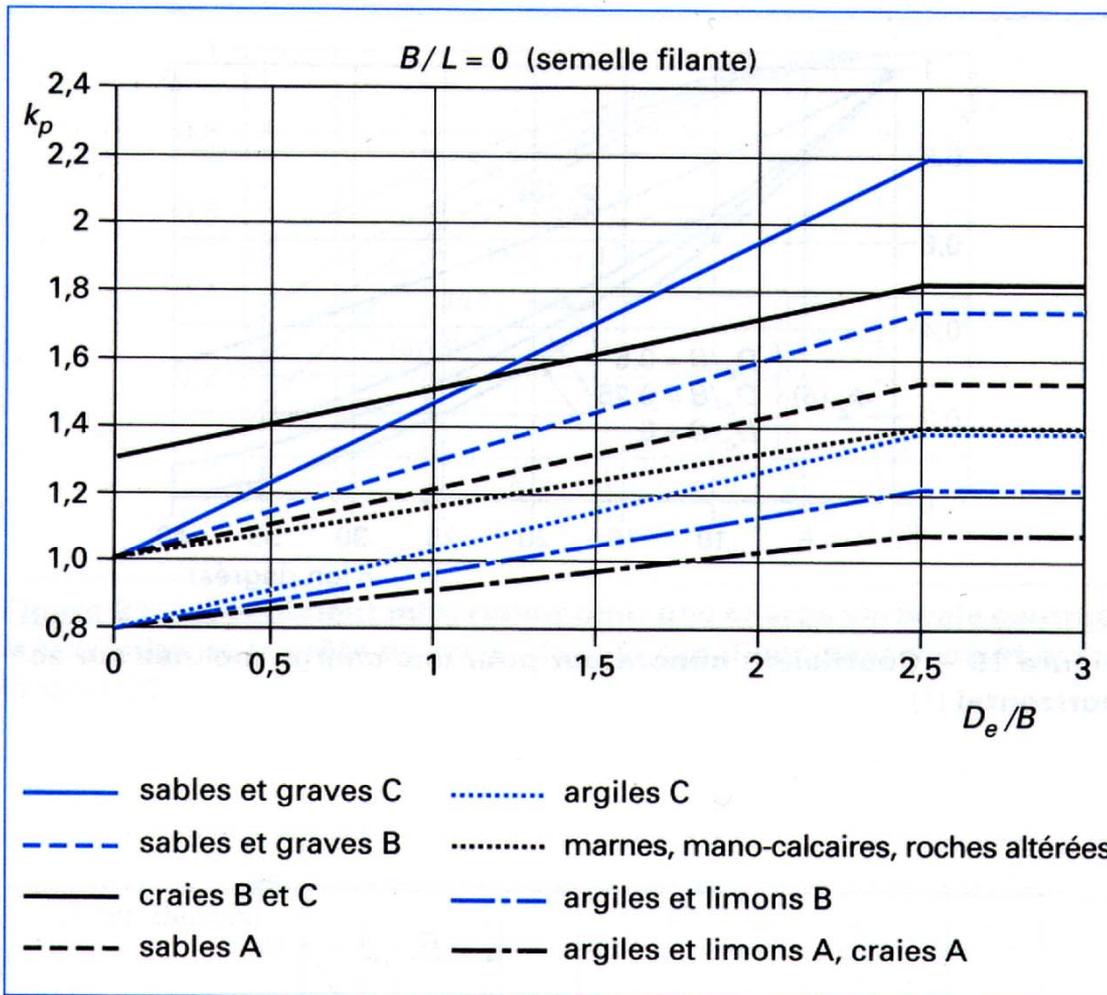


Figure 18 - Facteur de portance pressiométrique pour les semelles filantes

Contrainte de rupture

Charge inclinée et proximité d'un talus

$$q_{\ell} = q_0 + i_{\delta\beta} k_p p_{\ell e}^*$$

$i_{\delta\beta}$ = Coefficient minorateur

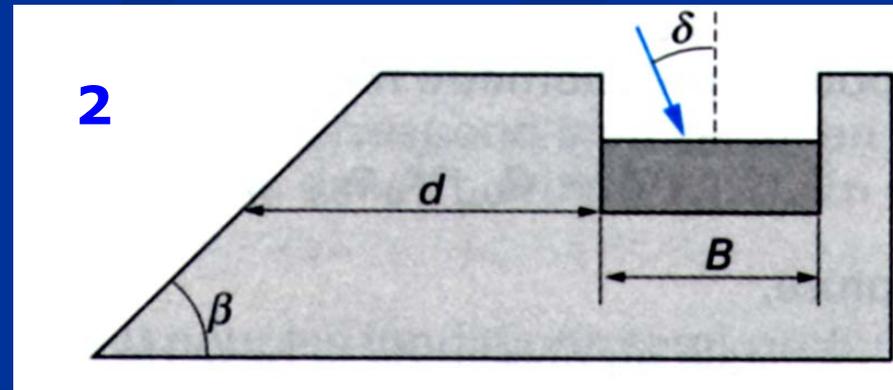
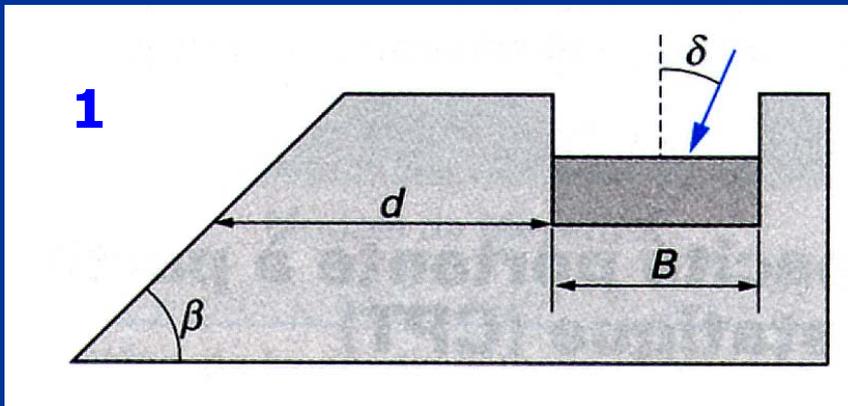
Charge centrée inclinée à proximité d'un talus

- 1. Inclinaison dirigée vers l'extérieur du talus

$$i_{\delta\beta} = \Phi_2(\delta + \beta)$$

- 2. Inclinaison dirigée vers l'intérieur du talus

$$i_{\delta\beta} = \inf \{ \Phi_1(\delta) \text{ ou } \Phi_2(\delta); \Phi_2(|\beta' - \delta|) \}$$



Capacité portante

Contrainte de référence $q_{réf}$:

$$q_{réf} \leq \frac{1}{\gamma_q} k_p p_{\ell e}^* i_{\delta\beta} + q_0$$

$$q_{réf} \leq \frac{1}{\gamma_q} (q_{\ell} - q_0) + q_0$$

q_i = contrainte de rupture

γ = coefficients de sécurité partiels

$\gamma_q = 2$ pour les ELU

$\gamma_q = 3$ pour les ELS

Fondations superficielles

1. Capacité portante

2. Tassements

3. Tassement de fondations multiples

Tassement d'une fondation superficielle

Formule de Menard

Tassement à **10 ans** d'une fondation rigide superficielle encastrée d'au moins une largeur B

$$w = \frac{2 \cdot (q - q_0) \cdot 0,6m}{9 \cdot E_d} \cdot \left(\lambda_d \cdot \frac{B}{0,6m} \right)^\alpha + \frac{\lambda_c \cdot (q - q_0) \cdot B \cdot \alpha}{9 \cdot E_c}$$

Terme déviatorique

Terme sphérique

Pour une fondation près de la surface, **ajouter 20%**

Tassement d'une fondation superficielle

Formules de base

Ce tassement w est calculé par

$$s(10 \text{ ans}) = s_c + s_d$$

$s_c = (q - \sigma_v) \lambda_c B \alpha / 9 E_c$ est le **tassement volumique**

$s_d = 2 (q - \sigma_v) B_0 (\lambda_d B / B_0)^\alpha / 9 E_d$ est le **tassement déviatorique**

Modules E_c et E_d

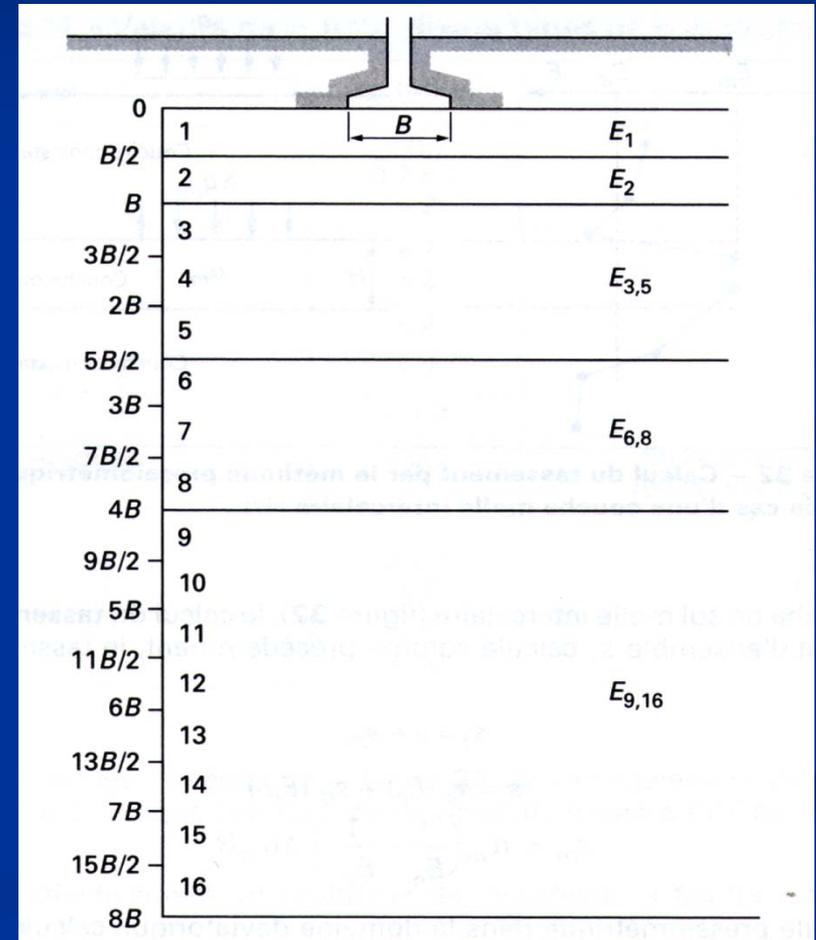
$$E_c = E_1$$

E_c = valeur du module E_M dans la couche 1 située immédiatement sous la fondation

E_d :

$$\frac{4}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85 E_2} + \frac{1}{E_{3,5}} + \frac{1}{2,5 E_{6,8}} + \frac{1}{2,5 E_{9,16}}$$

Pour une fondation près de la surface, **ajouter 20%**



Tassement d'une fondation superficielle

Explication des termes

$$s(10 \text{ ans}) = s_c + s_d$$

$s_c = (q - \sigma_v) \lambda_c B \alpha / 9 E_c$ est le **tassement volumique**

$s_d = 2 (q - \sigma_v) B_0 (\lambda_d B / B_0)^\alpha / 9 E_d$ est le **tassement déviatorique**

q	contrainte moyenne verticale appliquée par la fondation
σ_v	contrainte verticale totale avant travaux à la base de la fondation
λ_c et λ_d	coefficients de forme
α	coefficient rhéologique
B	largeur ou diamètre de la fondation
B_0	une dimension de référence = 0,60 m
E_c et E_d	modules pressiométriques équivalents dans la zone volumique et dans la zone déviatorique, respectivement

Tableau 9 – Coefficients de forme λ_c et λ_d

L/B	cercle	carré	2	3	5	20
λ_c	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50
λ_d	1,00	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65

Tassement d'une fondation superficielle

Coefficient rhéologique

Tableau 10 – Coefficient rhéologique α [47]

Type	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Sable et gravier		Type	Roche
	α	E/p_ℓ	α	E/p_ℓ	α	E/p_ℓ	α	E/p_ℓ	α		α
Surconsolidé ou très serré		> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3	Très peu fracturé	2/3
Normalement consolidé ou normalement serré	1	9 à 16	2/3	8 à 14	1/2	7 à 12	1/3	6 à 10	1/4	Normal	1/2
Sous-consolidé altéré et remanié ou lâche		7 à 9	1/2	5 à 8	1/2	5 à 7	1/3			Très fracturé ..	1/3
										Très altéré	2/3

Tassement d'une fondation superficielle

Choix des modules

Dans la formule

$$\frac{4}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85 E_2} + \frac{1}{E_{3,5}} + \frac{1}{2,5 E_{6,8}} + \frac{1}{2,5 E_{9,16}}$$

$E_{p/q}$ = la moyenne harmonique des modules dans les couches p à q .

Exemple

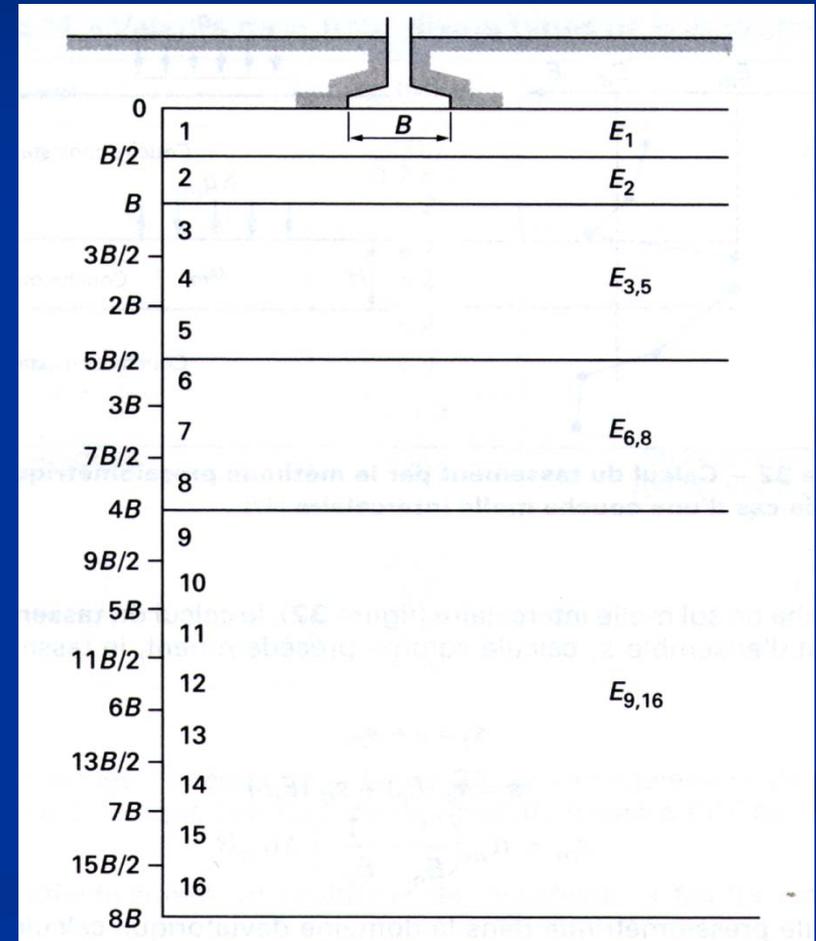
$$\frac{3,0}{E_{3,5}} = \frac{1}{E_3} + \frac{1}{E_4} + \frac{1}{E_5}$$

Si les modules ne sont pas connus de $9B/2$ à $8B$, mais sont supposés plus grand que les modules des couches sus-jacentes, on a

$$\frac{3,6}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85 E_2} + \frac{1}{E_{3,5}} + \frac{1}{2,5 E_{6,8}}$$

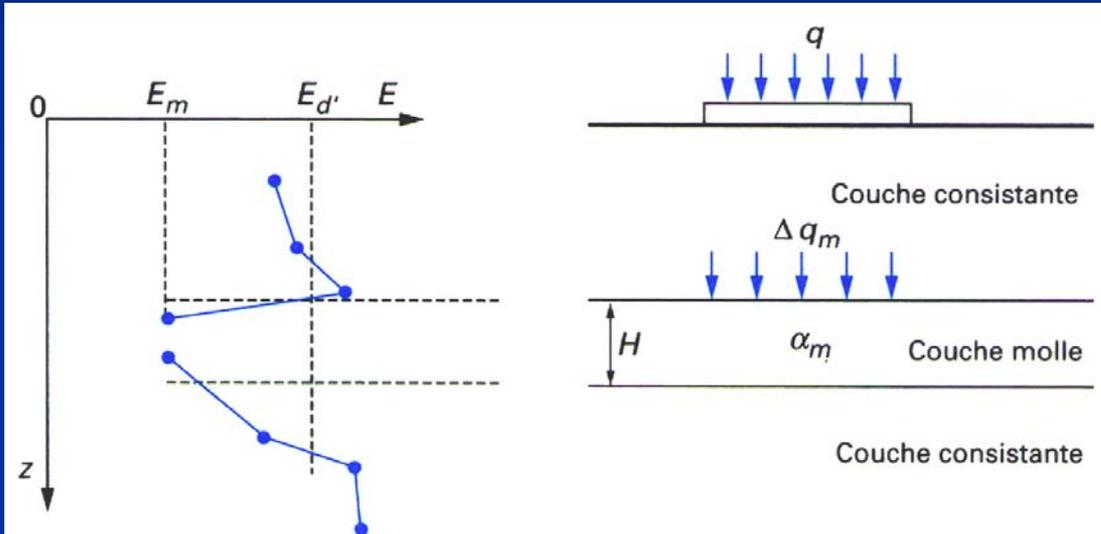
Si les valeurs de $3B$ à $8B$ ne sont pas connues

$$\frac{3,2}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85 E_2} + \frac{1}{E_{3,5}}$$



Tassement d'une fondation superficielle

Cas d'une couche molle intercalaire



$$s_t = s + s_m$$

$$s = s_c (E_c) + s_d (E_{d'})$$

$$s_m = \alpha_m \left(\frac{1}{E_m} - \frac{1}{E_{d'}} \right) \Delta q_m H$$

- $E_{d'}$ module pressiométrique dans le domaine déviatorique où, dans la couche molle, on substitue à E_m un module de même ordre de grandeur que celui des autres couches
- E_m module pressiométrique moyen de la couche molle
- α coefficient rhéologique de la couche molle
- Δq_m valeur de la surcharge verticale au niveau de la couche molle

Fondations superficielles

1. Capacité portante

2. Tassements

3. Tassement de fondations multiples

Tassement de fondations multiples

p_m = pression moyenne exercée par le bâtiment

= W / Ω (surface de la fouille)

$\approx n$ (niveaux bâtis, y compris la toiture) $\times 10 \text{ kN/m}^2$

q_0 = contrainte totale verticale initiale au fond de fouille

$p_m - q_0$ = supplément de pression

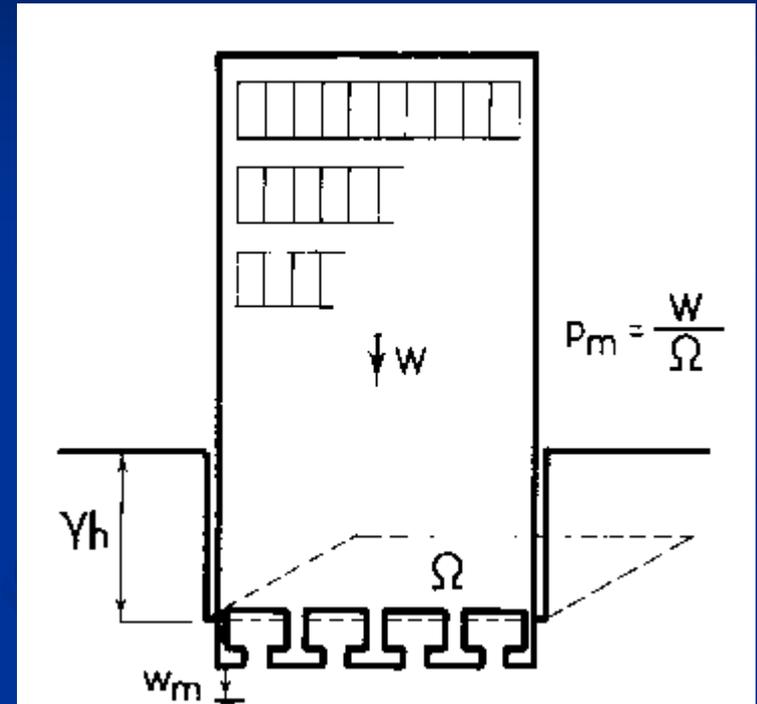
$w_m(p_m - q_0)$ = tassement d'un radier sous la pression moyenne $p_m - q_0$

p = pression exercée par une semelle

$p - p_m$ = supplément de pression

$w_s = w_s(p - p_m)$

w = tassement d'une semelle = $w_m + w_s$



Les Fondations

- Les normes
- Fondations superficielles et profondes
- Pression limite nette équivalente p_{le}^*
- Hauteur d'encastrement équivalente D_e
- Profondeur critique
- Fondations superficielles
- Fondations profondes

Fondations profondes

1. La poule et l'oeuf
2. Capacité portante
3. Frottement négatif
4. Tassement

La poule et l'oeuf

- Au point de vue quantitatif, le CPT donne essentiellement la résistance de pointe.
- Le pieu Franki, spécialité belge comme le chocolat, est supposé résister essentiellement par sa pointe/base.
- Tous les deux conviennent bien à la succession couche molle – couche résistante.
- Le pieu Franki entraîne le CPT et réciproquement

Hauteur d'encastrement équivalente

- La formule est celle des fondations superficielles

$$D_e = \frac{1}{p_{\ell e}^*} \int_0^D p_{\ell}^*(z) dz$$

- **Attention** : cette formule fait intervenir une autre définition de la pression limite nette équivalente

Définitions

- Pression limite nette équivalente

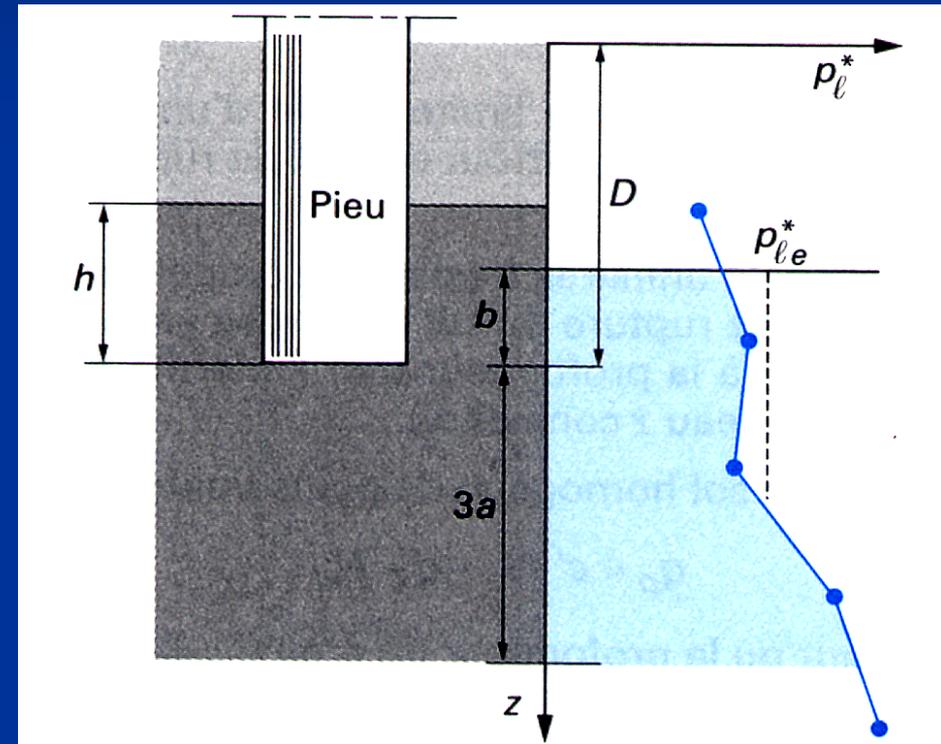
$$p_{le}^* = \frac{1}{3a+b} \int_{D-b}^{D+3a} p_{le}^*(z) dz$$

$a = B/2$ si $B > 1\text{m}$

$a = 0,5\text{m}$ si $B < 1\text{m}$

$b = \min \{a, h\}$ où h est la hauteur de l'élément dans la couche porteuse

- Hauteur d'encastrement équivalente : idem fond. superficielle
- Profondeur critique : idem fondation superficielle



Charge limite de la pointe Q_p

$$Q_p = A k_p p_{le}^*$$

A	section de pointe
p_{le}^*	pression limite nette équivalente
k_p	Facteur de portance

Facteur de portance k_p

Tableau 12 – Valeurs du facteur de portance k_p [1]

Nature des terrains		Éléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Éléments mis en œuvre avec refoulement du sol
Argiles Limons	A	1,1	1,4
	B	1,2	1,5
	C	1,3	1,6
Sables Graves	A	1,0	4,2
	B	1,1	3,7
	C	1,2	3,2
Craies	A	1,1	1,6
	B	1,4	2,2
	C	1,8	2,6
Marnes Marno-calcaires		1,8	2,6
Roches altérées (1)		1,1 à 1,8	1,8 à 3,2

(1) La valeur de k_p pour ces formations est prise égale à celle de la formation meuble du tableau à laquelle le matériau concerné s'apparente le plus. Le calcul proposé ici n'affranchit, en aucun cas, d'avoir recours aux méthodes spécifiques de la mécanique des roches.

Charge limite de frottement latéral Q_s

$$Q_s = P \int_0^h q_s(z) dz$$

- P = périmètre du pieu
 $q_s(z)$ = frottement latéral unitaire limite à la côte z
 h = hauteur où s'exerce effectivement le frottement latéral
= hauteur de pieu dans le sol diminuée
- de la hauteur où le pieu comporte un double chemisage
 - de la hauteur où s'exerce le frottement négatif

Frottement latéral unitaire q_s

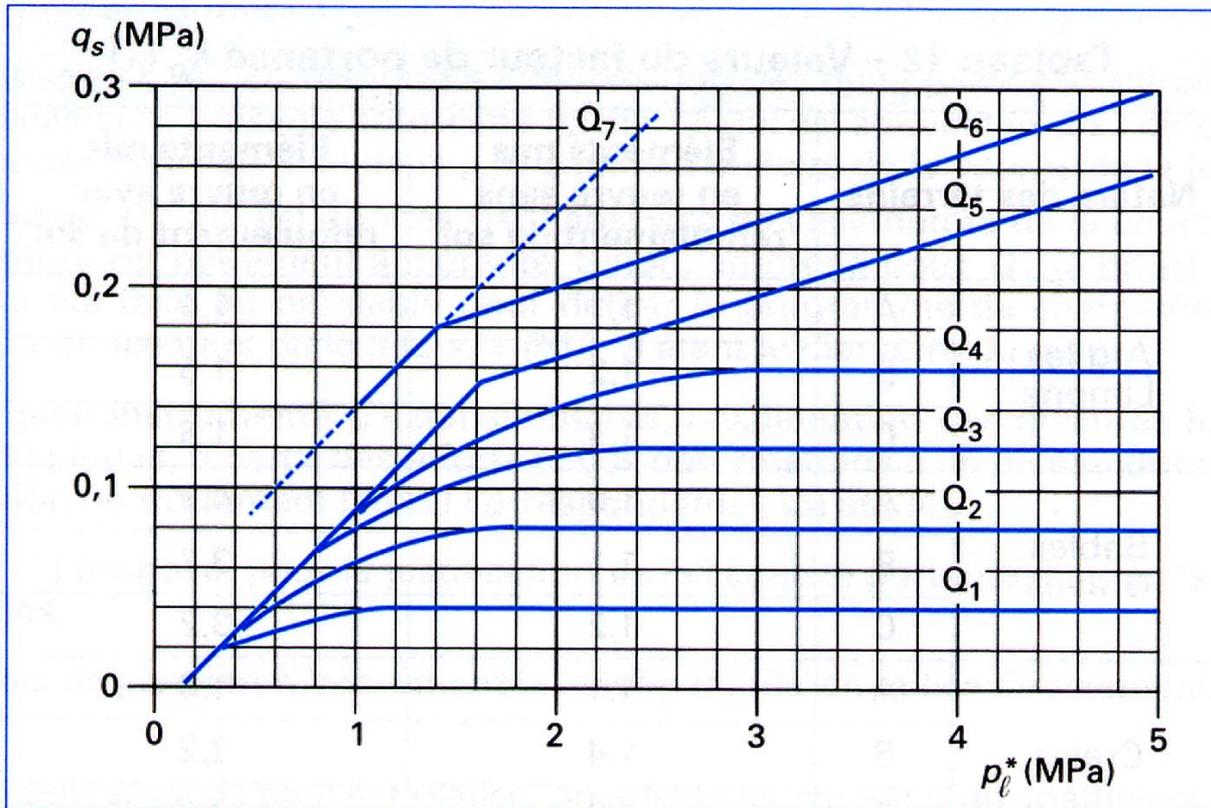


Figure 53 - Frottement latéral unitaire limite le long du fût du pieu [1]

Choix de la courbe de frottement

Tableau 13 – Choix des courbes pour le calcul du frottement latéral unitaire q_s
(principaux types de pieux utilisés en ouvrage d'art) [1]

Type de pieu	Argiles. Limons			Sables. Graves			Craies			Marnes		Roches
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	
Foré simple	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ (1)	Q ₂ , Q ₃ (1)				Q ₁	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ (1)	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ (1)	Q ₆
Foré à la boue	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ (1)		Q ₁	Q ₂ , Q ₁ (2)	Q ₃ , Q ₂ (2)	Q ₁	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ (1)	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ (1)	Q ₆
Foré tubé (tube récupéré)	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ (3)		Q ₁	Q ₂ , Q ₁ (2)	Q ₃ , Q ₂ (2)	Q ₁	Q ₂	Q ₃ , Q ₄ (3)	Q ₃	Q ₄	
Foré tubé (tube perdu)		Q ₁		Q ₁		Q ₂		(4)		Q ₂	Q ₃	
Puits(5)	Q ₁	Q ₂	Q ₃				Q ₁	Q ₂	Q ₃	Q ₄	Q ₅	Q ₆
Métal battu fermé	Q ₁	Q ₂		Q ₂		Q ₃		(4)		Q ₃	Q ₄	Q ₄
Battu préfabriqué béton	Q ₁	Q ₂		Q ₃				(4)		Q ₃	Q ₄	Q ₄
Battu moulé	Q ₁	Q ₂		Q ₂		Q ₃	Q ₁	Q ₂	Q ₃	Q ₃	Q ₄	
Battu enrobé	Q ₁	Q ₂		Q ₃		Q ₄		(4)		Q ₃	Q ₄	
Injecté basse pression	Q ₁	Q ₂		Q ₃			Q ₂	Q ₃	Q ₄		Q ₅	
Injecté haute pression(6)		Q ₄	Q ₅	Q ₅		Q ₆		Q ₅	Q ₆		Q ₆	Q ₇ (7)

(1) Réalésage et rainurage en fin de forage.

(2) Pieux de grande longueur (supérieure à 30 m).

(3) Forage à sec, tube non louvoyé.

(4) Dans le cas des craies, le frottement latéral peut être très faible pour certains types de pieux. Il convient d'effectuer une étude spécifique dans chaque cas.

(5) Sans tubage ni virole foncés perdus (parfois rugueuses).

(6) Injection sélective et répétitive à faible débit.

(7) Injection sélective et répétitive à faible débit et traitement préalable des massifs fissurés ou fracturés avec obturation des cavités.

Charge limite totale Q_l

Pieux en compression

$$Q_l = Q_p + Q_s$$

Pieux en arrachement

$$Q_l = Q_s$$

Tubes métalliques battus ouverts, pieux H et palplanches

$$Q_p = \rho_p A k_p p_{\ell e}^*$$

$$Q_s = \rho_s P \int_0^h q_s(z) dz$$

P	périmètre
ρ_p	coefficient réducteur
ρ_s	coefficient réducteur
k_p	facteur de portance d'un pieu à refoulement
A	Section de la pointe

Sections et périmètres des pieux métalliques

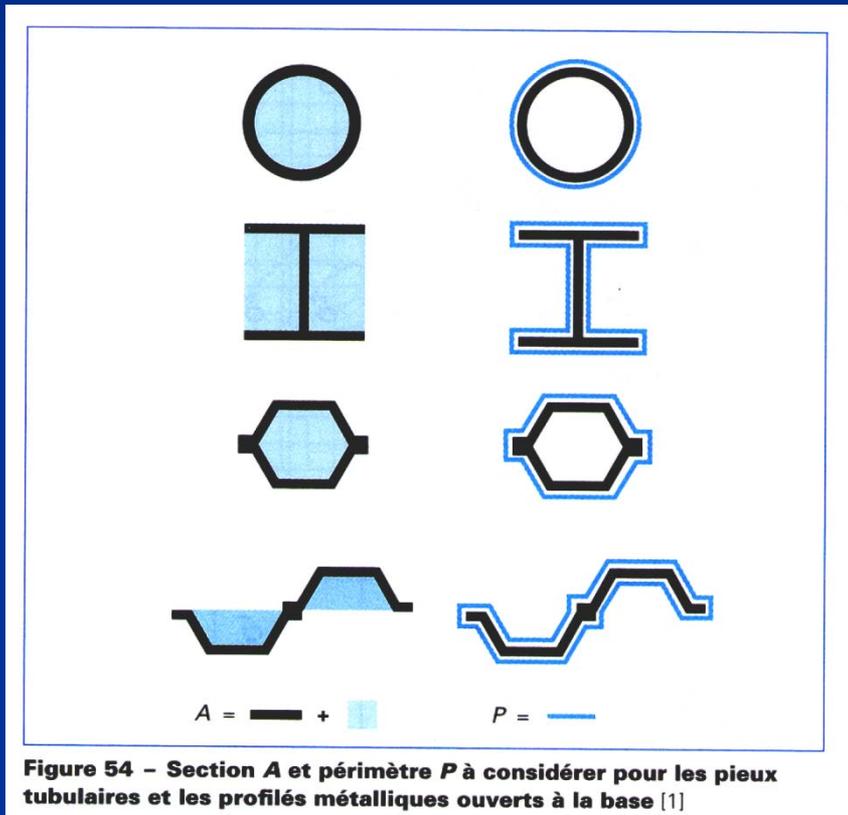


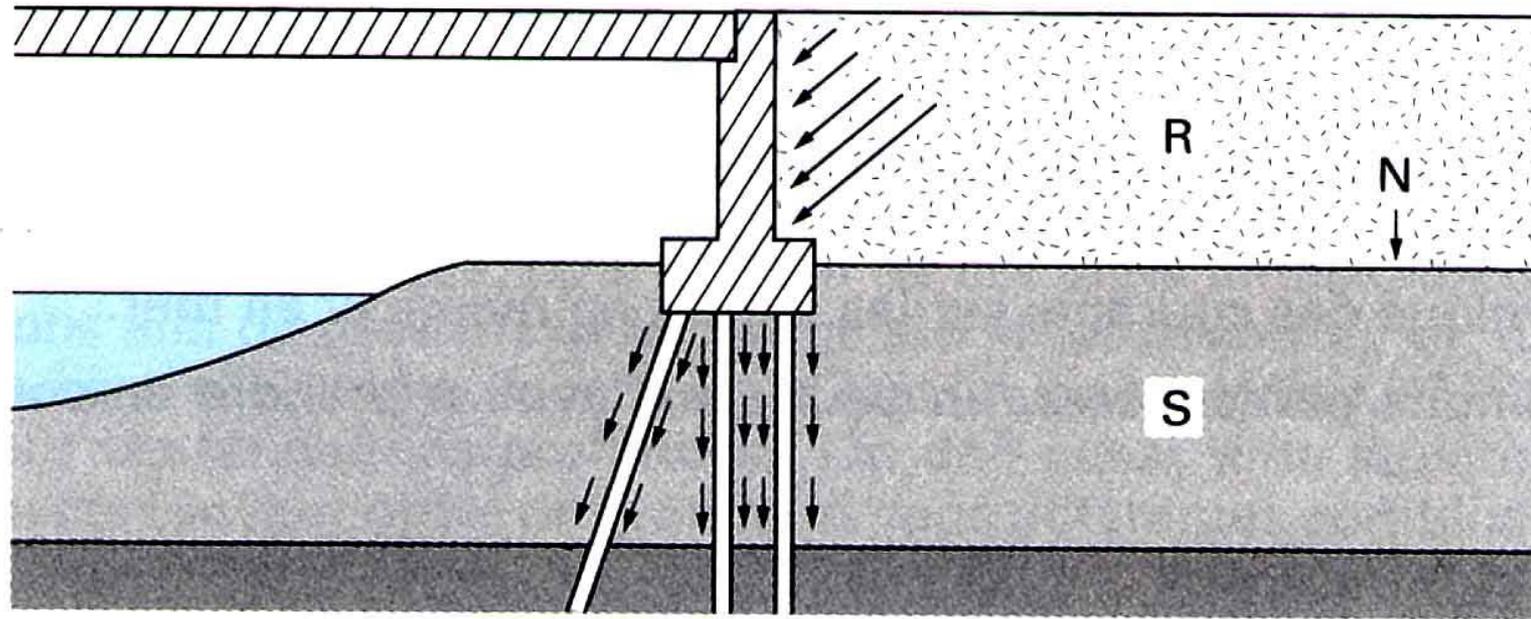
Tableau 14 – Coefficients réducteurs ρ_p et ρ_s pour les profilés métalliques ouverts à la base [1]

Type de pieu	Argiles		Sables	
	ρ_p	ρ_s	ρ_p	ρ_s
Tubulaire ouvert	0,50	1,00	0,50	1,00
Pieu H	0,50	1,00	0,75	1,00
Palplanches	0,50	1,00	0,30	0,50

Fondations profondes

1. Capacité portante
- 2. Frottement négatif**
3. Tassement

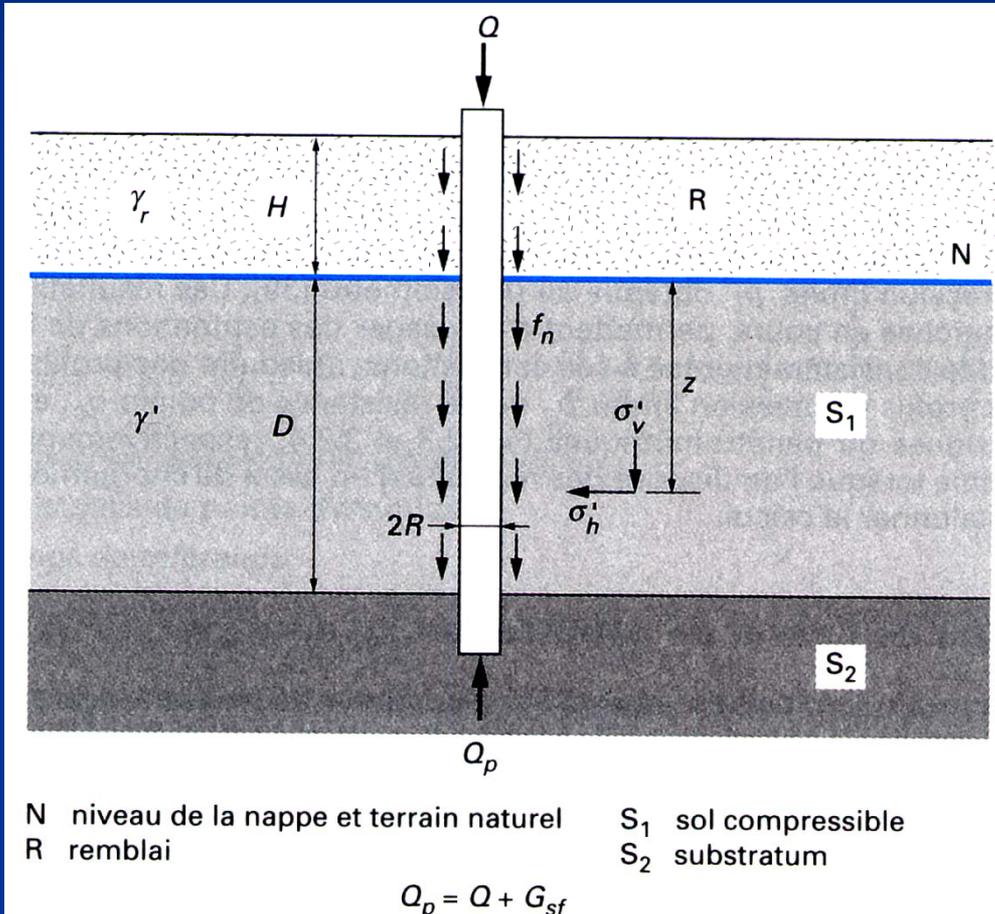
Frottement négatif



N niveau du terrain naturel
R remblai

S sol compressible

Frottement négatif maximal



$$G_{sf} = P \int_{-H}^h K \tan \delta \cdot \sigma'_v dz$$

P périmètre du pieu
H hauteur du remblai
h hauteur d'action du remblai dans la couche compressible
 σ'_v contrainte verticale effective tenant compte de l'effet d'accrochage

Frottement négatif maximal

Valeurs de $K \tan \delta$

Tableau 17 – Valeurs du terme $K \tan \delta$ pour l'évaluation du frottement négatif [1]

Type de pieu		Pieux forés tubés	Pieux forés	Pieux battus
Tourbes	sols organiques	0,10	0,15	0,20
Argiles Limons	mous	0,10	0,15	0,20
	fermes à durs	0,15	0,20	0,30
Sables Graves	très lâches	0,35		
	lâches	0,45		
	autres	1,00		

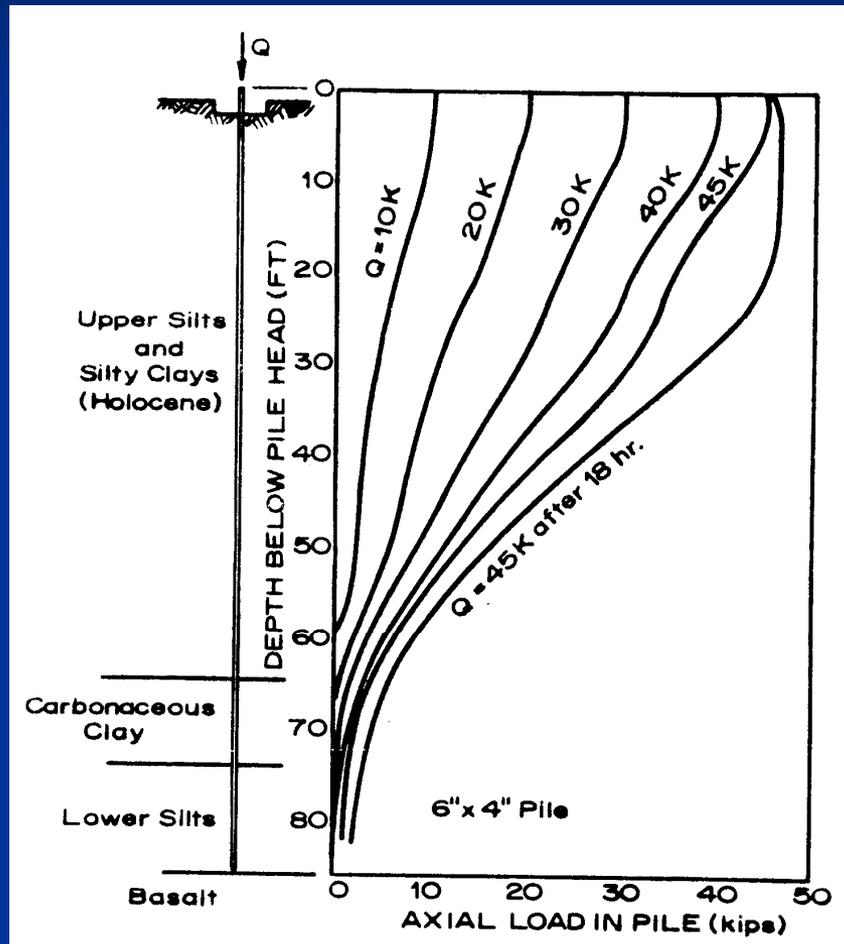
Frottement négatif réel

- Le frottement négatif s'arrête à la profondeur où le tassement d'un élément de pieu est égal au tassement du sol voisin de cet élément
- La méthode complète (Combarieu) fait intervenir la notion d'accrochage comme dans la théorie des silos. Voir :
 - Fascicule 62
 - Roger Frank

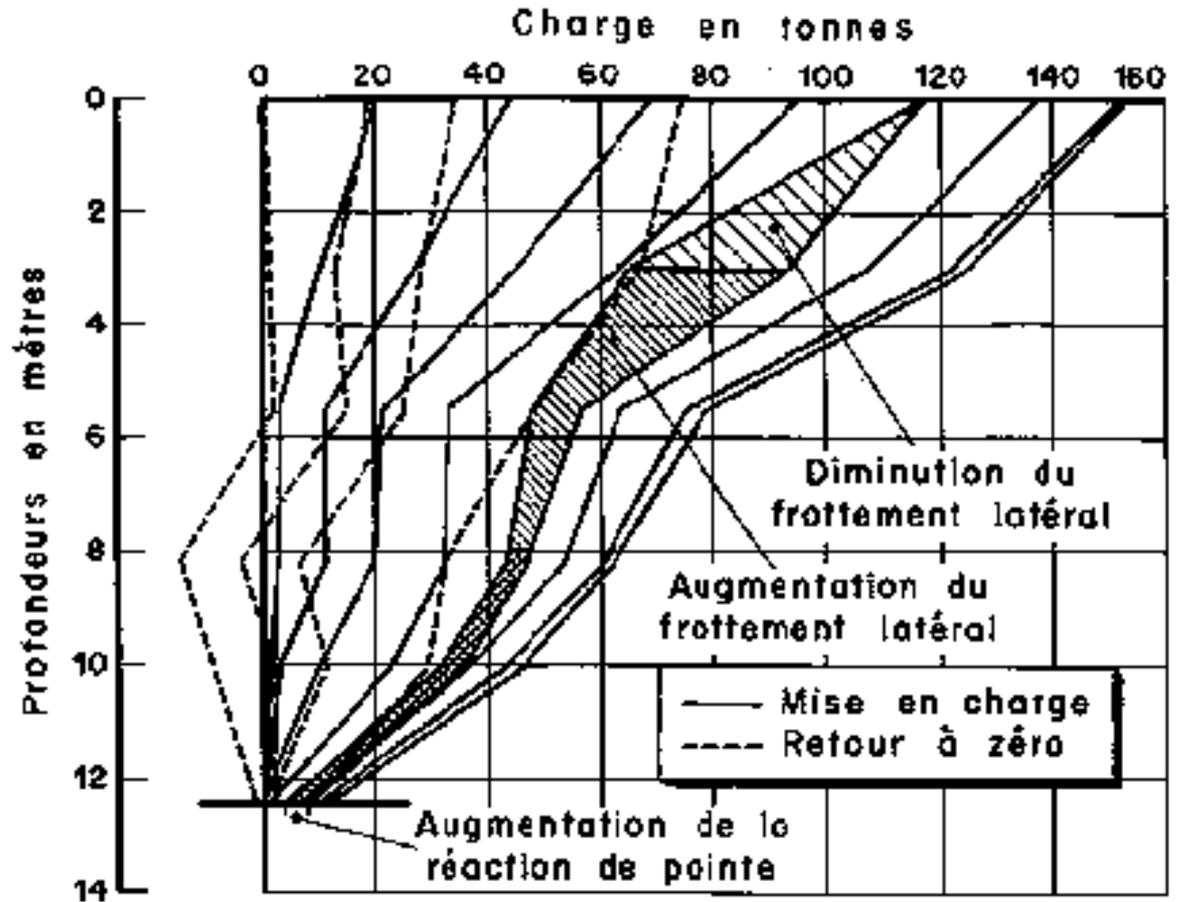
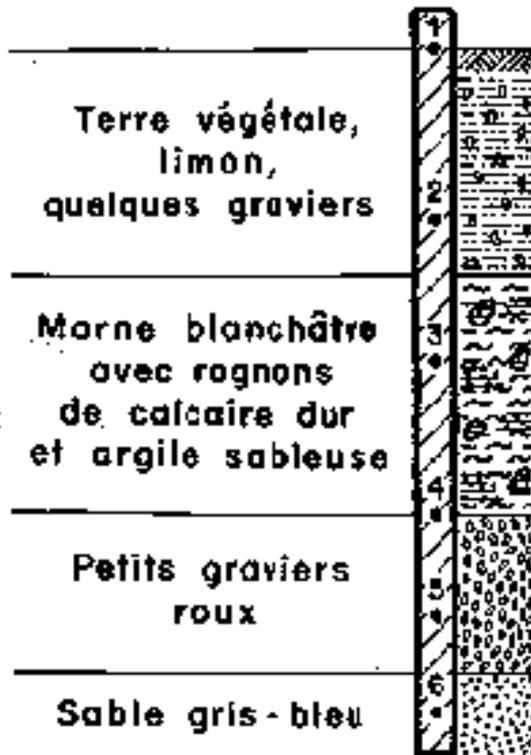
Fondations profondes

1. Capacité portante
2. Frottement négatif
- 3. Tassement**

Tassement du pieu isolé



Tassement du pieu isolé



Tassement du pieu isolé

Décomposition du pieu en n éléments

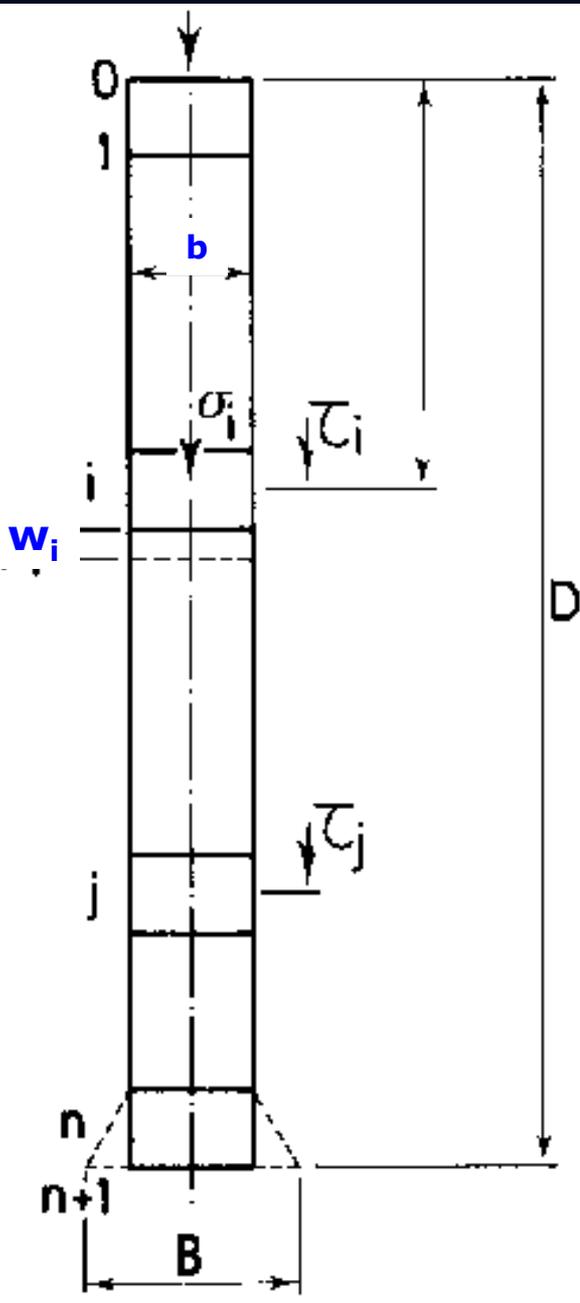
- Loi d'équilibre du tronçon i

$$\left(\sigma_{z,i} - \sigma_{z,i-1}\right) \cdot \Omega = \tau_{z,i} \cdot \chi \cdot h_i$$

- Loi de Hooke pour le tronçon i

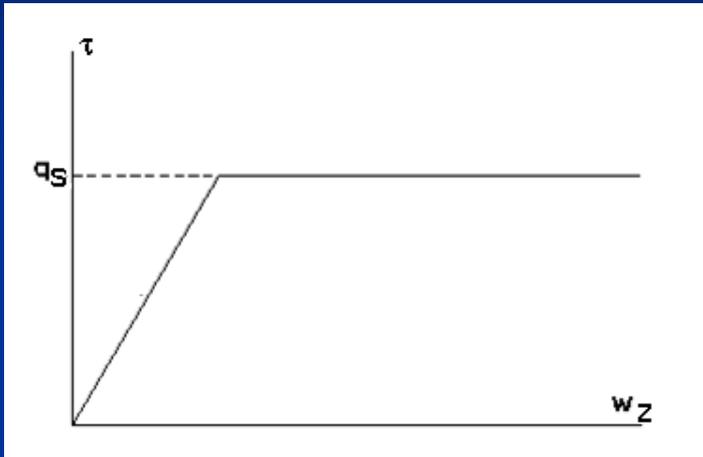
$$\begin{aligned} dw_z &= \frac{dz}{E_p} \cdot \left(\frac{\sigma_{z,i-1} + \sigma_{z,i}}{2} \right) \\ &= \frac{dz}{E_p} \cdot \left(\sigma_{z,i-1} + \frac{\sigma_{z,i} - \sigma_{z,i-1}}{2} \right) \\ &= \frac{dz}{E_p} \cdot \left(\sigma_{z,i-1} + \tau_{z,i} \cdot \frac{\chi \cdot dz}{2\Omega} \right) \end{aligned}$$

- Modèle de comportement du tronçon i (*)
- Modèle de comportement de la base (*)



Tassement du pieu isolé

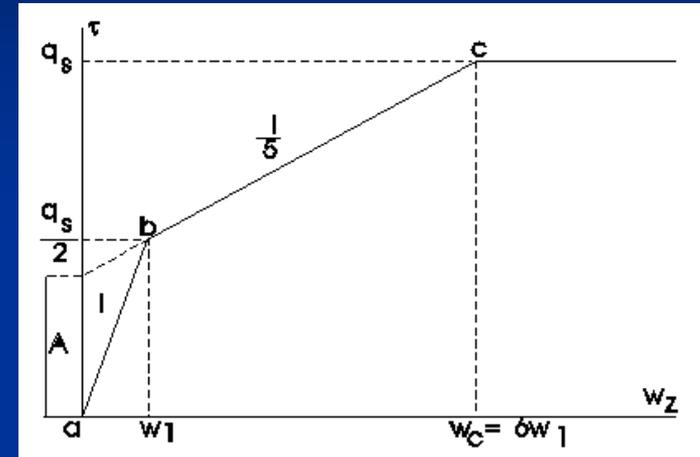
* Modèle de comportement du tronçon i



Modèle élastique - plastique



Algorithme de
Menard



Modèle de Frank et Zhao



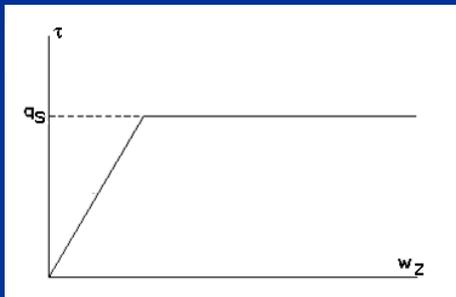
Logiciel "Pieu" du Service
d'Etudes des Routes et
Autoroutes (SETRA)

www.setra.fr

Tassement du pieu isolé

Modèle de comportement du tronçon i (Menard T1)

1. Domaine élastique



2. Domaine plastique

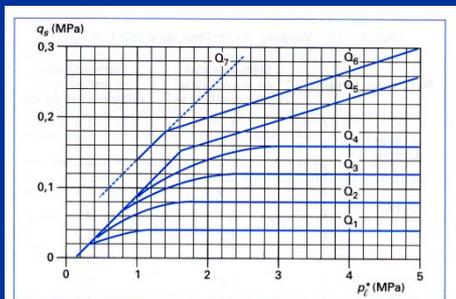


Figure 53 - Frottement latéral unitaire limite le long du fût du pieu [1]

→ Si $b < 0,6 \text{ m}$ $w = C_1 \tau b / E$
 Si $b > 0,6 \text{ m}$ $w = C_1 (\tau / E) \cdot (b/0,6)^a$

C1	Pieux flottants		Pieux à refus
	D/R = 10	D/R = 20	
P. foré non compacté	4,2 - 4,6	5,3 - 5,7	2,8 - 3,2
P. battu, moulé en place	2,8 - 3,0	3,6 - 3,8	1,8 - 2,1
P. préfabriqué battu	1,4 - 1,5	1,8 - 1,9	1,1 - 1,3

Valeurs minimales → Argiles
 Valeurs maximales → Graves

Tassement du pieu isolé ($R_m < 1,5m$)

Modèle de comportement de la base (Menard T3)

Pieux forés Si $B < 0,6 m$ $w_b = (q_b/2E) \cdot \lambda \cdot (B/2)$

Si $B > 0,6 m$ $w_b = (q_b/2E) \cdot 0,3m \cdot (\lambda B/0,6)^\alpha$

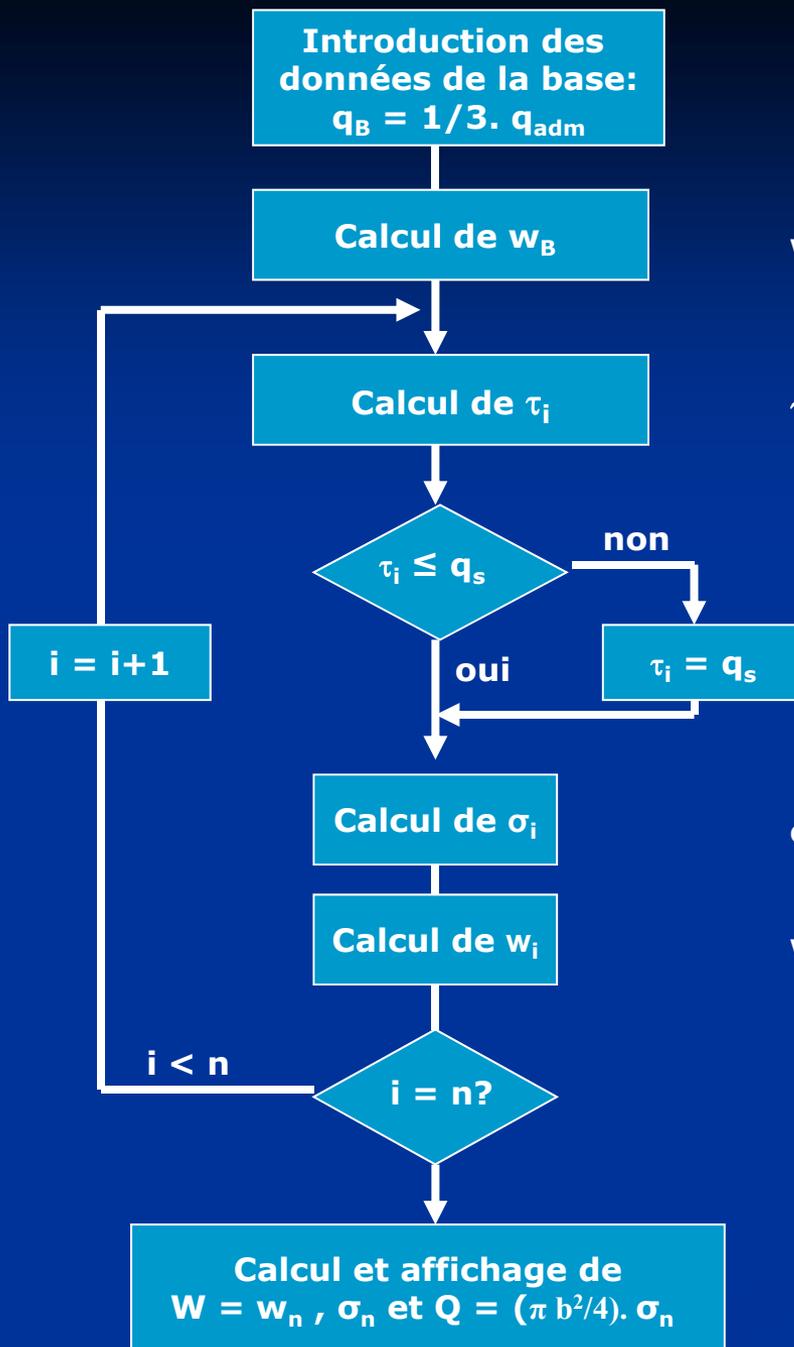
Pieux battus $w_b = (q_b/2E_c) \cdot \lambda \cdot (B/2)$

$E_c =$ module pressiométrique cyclique

L/B	cercle	carré	2	3	5	20
λ_c	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50
λ_d	1,00	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65

Type	Tourbe		Argile		Limon		Sable		Sable et gravier		Type	Roche
	α	E/p_ℓ	α	E/p_ℓ	α	E/p_ℓ	α	E/p_ℓ	α	E/p_ℓ		
Surconsolidé ou très serré		> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3		Très peu fracturé	2/3
Normalement consolidé ou normalement serré	1	9 à 16	2/3	8 à 14	1/2	7 à 12	1/3	6 à 10	1/4		Normal	1/2
Sous-consolidé altéré et remanié ou lâche		7 à 9	1/2	5 à 8	1/2	5 à 7	1/3				Très fracturé ..	1/3
											Très altéré	2/3

Méthode itérative de Gambin



$$w_B = (q_b/2E) \cdot \lambda \cdot (B/2)$$

ou autre

$$\tau \rightarrow w = C_1 \tau B / E$$

ou autre

$$\sigma_i = \sigma_{i-1} + \tau_i \cdot h_i \cdot P / A$$

$$w_i = w_{i-1} + (h_i/E_p) \cdot \sigma_{i-1}$$

Contrairement aux méthodes matricielles, la numérotation se fait à partir de la base, et le calcul se fait par itérations, à partir de valeurs croissantes de la pression à la base.

Calcul de la **force portante** et du **tassement**

Pieux sollicités verticalement ou latéralement :

Logiciel *PIEU*

tenant compte de tous les paramètres

Service d'Etudes des Routes et Autoroutes (SETRA)

www.setra.fr

Groupes de pieux

- Logiciel **HADES** du Service d'Etudes des Routes et Autoroutes (SETRA) pour le calcul d'un groupe de pieux soumis à des efforts verticaux et horizontaux
- Méthodes de Poulos et Davis (Non pressiométriques - voir syllabus Jean Nuyens)

Pieu sous charges latérales

Pieu passif = pieu sollicité par le déplacement $g(z)$ du sol
Ici, le pieu est mixte

La résolution de ce cas implique d'établir l'équilibre des sollicitations suivantes

- les pressions de réaction du sol (lorsque $y > g$)
- les pressions d'entraînement (lorsque $y < g$)
- les efforts en tête M_0, T_0
- les efforts en pointe M_p, T_p

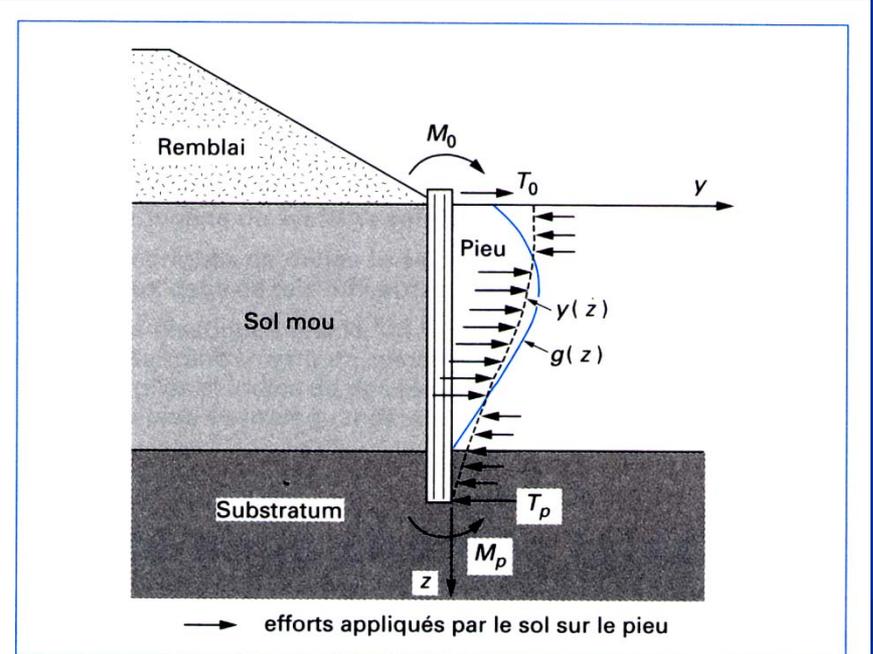


Figure 62 - Déplacement libre $g(z)$ du sol et déplacement $y(z)$ avec le pieu [46]

Pieu sous charges latérales

Equation d'équilibre

$$M = E_p I_p \frac{d^2 y}{dz^2}$$

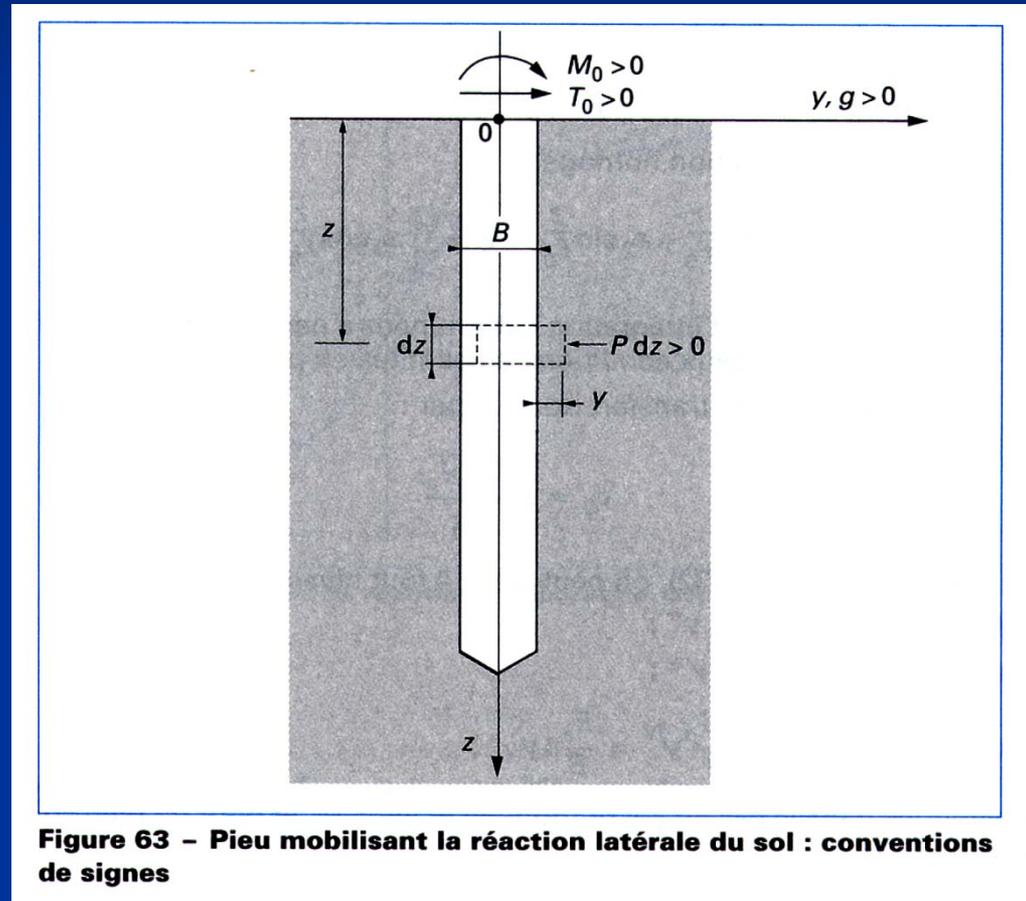
$$T = \frac{dM}{dz}$$

$$P = -\frac{dT}{dz} = -\frac{d^2 M}{dz^2} = -\frac{E_p I_p d^4 y}{dz^4}$$

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dz^4} + E_s(z, \Delta y)[y(z) - g(z)] = 0$$

Solution générale de l'équation non homogène

$$y = y_g + g(z)$$



Pieu sous charges latérales (suite)

$g(z)$ est le déplacement du sol libre et doit être calculé à partir d'une méthode particulière, par exemple

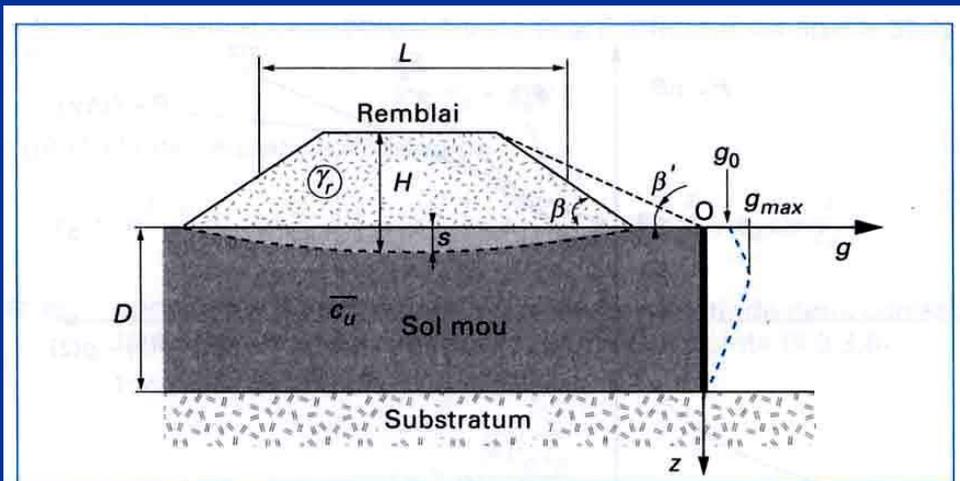


Figure 65 – Définition des paramètres utilisés pour la prévision de la déformée libre du sol [46]

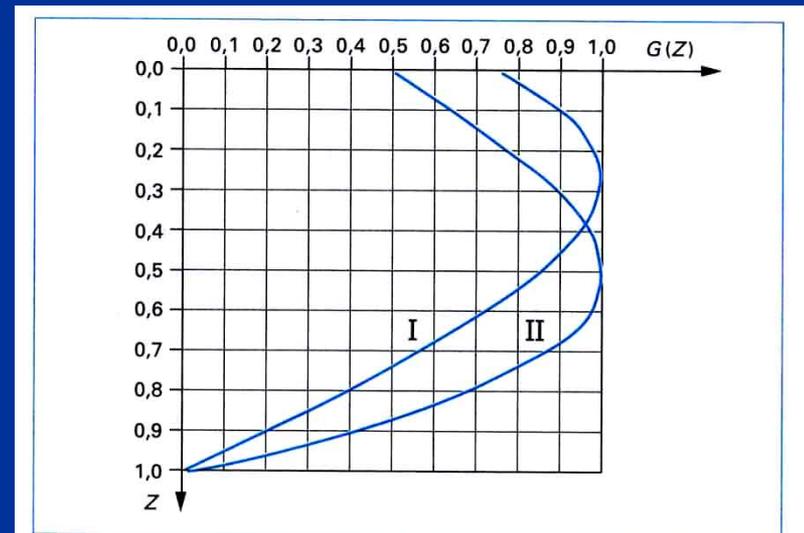


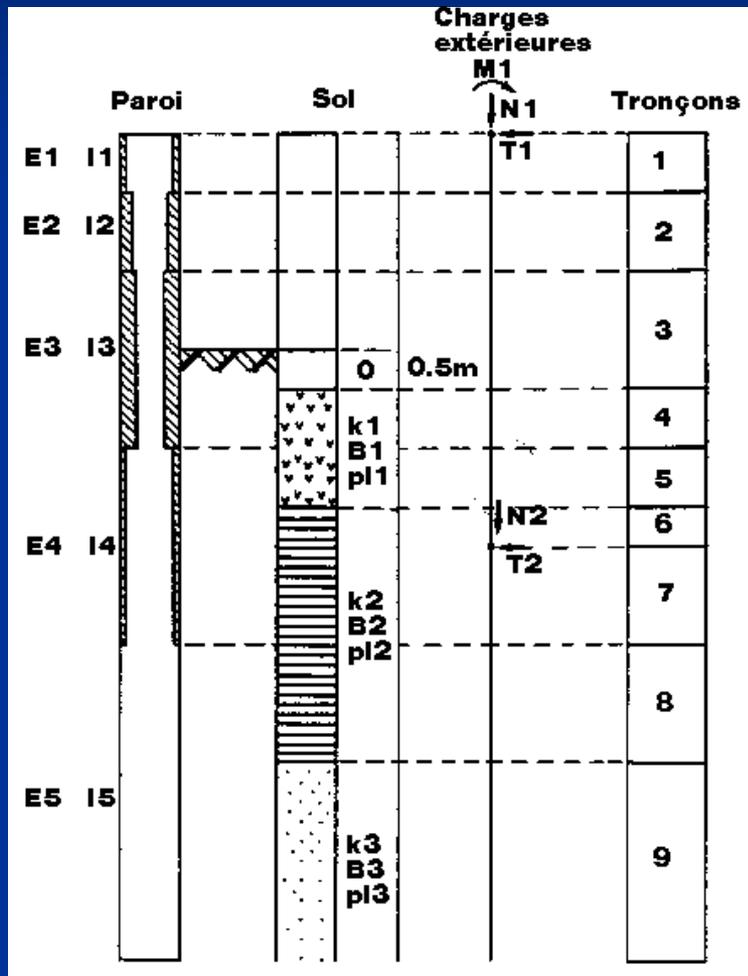
Figure 66 – Déplacement libre du sol : déformées adimensionnelles $G(Z)$ types [1]

$$g_t(z) = G \cdot g_{max, t}$$

$$z = Z \cdot D$$

$g_{max, t}$ est fonction du planning de construction (Bourges & al, 1980)

Pieux flexibles et parois déformables sollicitées à plusieurs niveaux

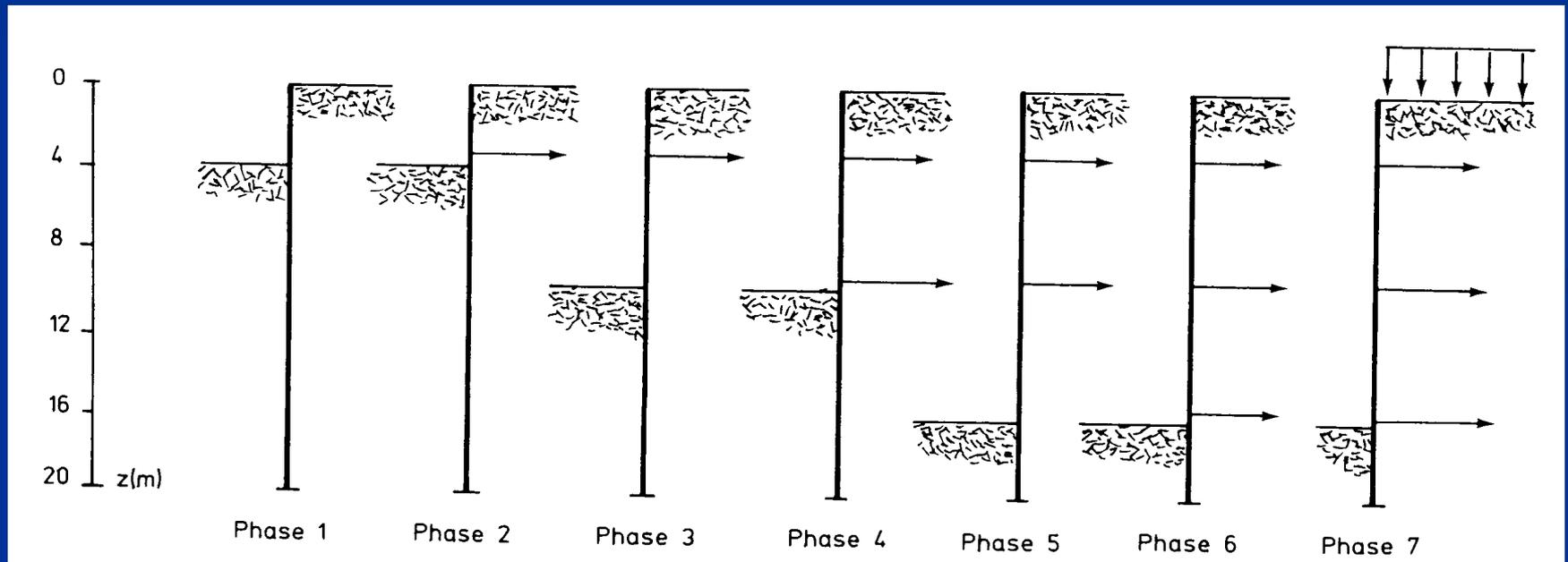


- Méthode de Bourdon
(Voir le syllabus pour la théorie)

- Le logiciel de calcul d'écrans de soutènement **DENEBOLA** a été récemment refondu et est vendu par les Presses des Ponts

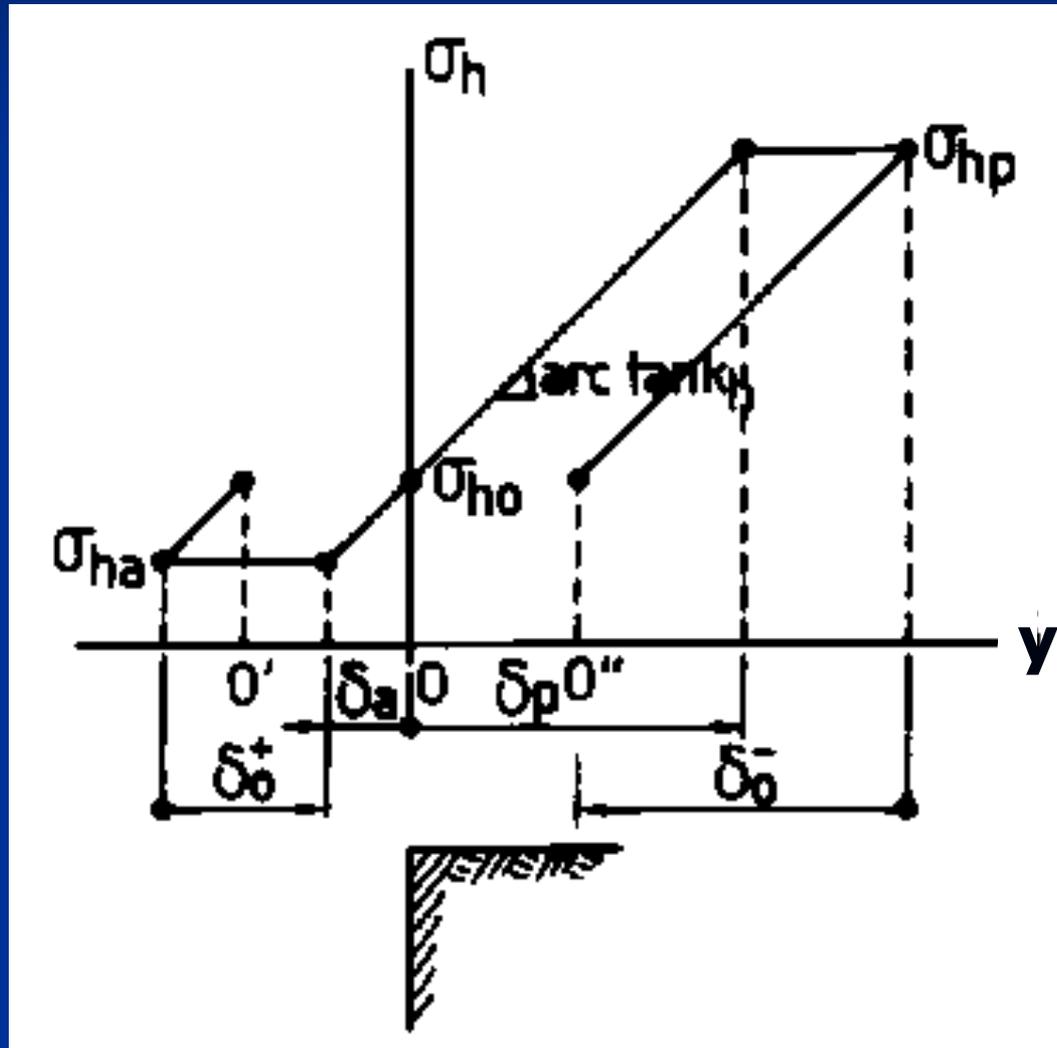
Ecrans de soutènement

Les phases de construction



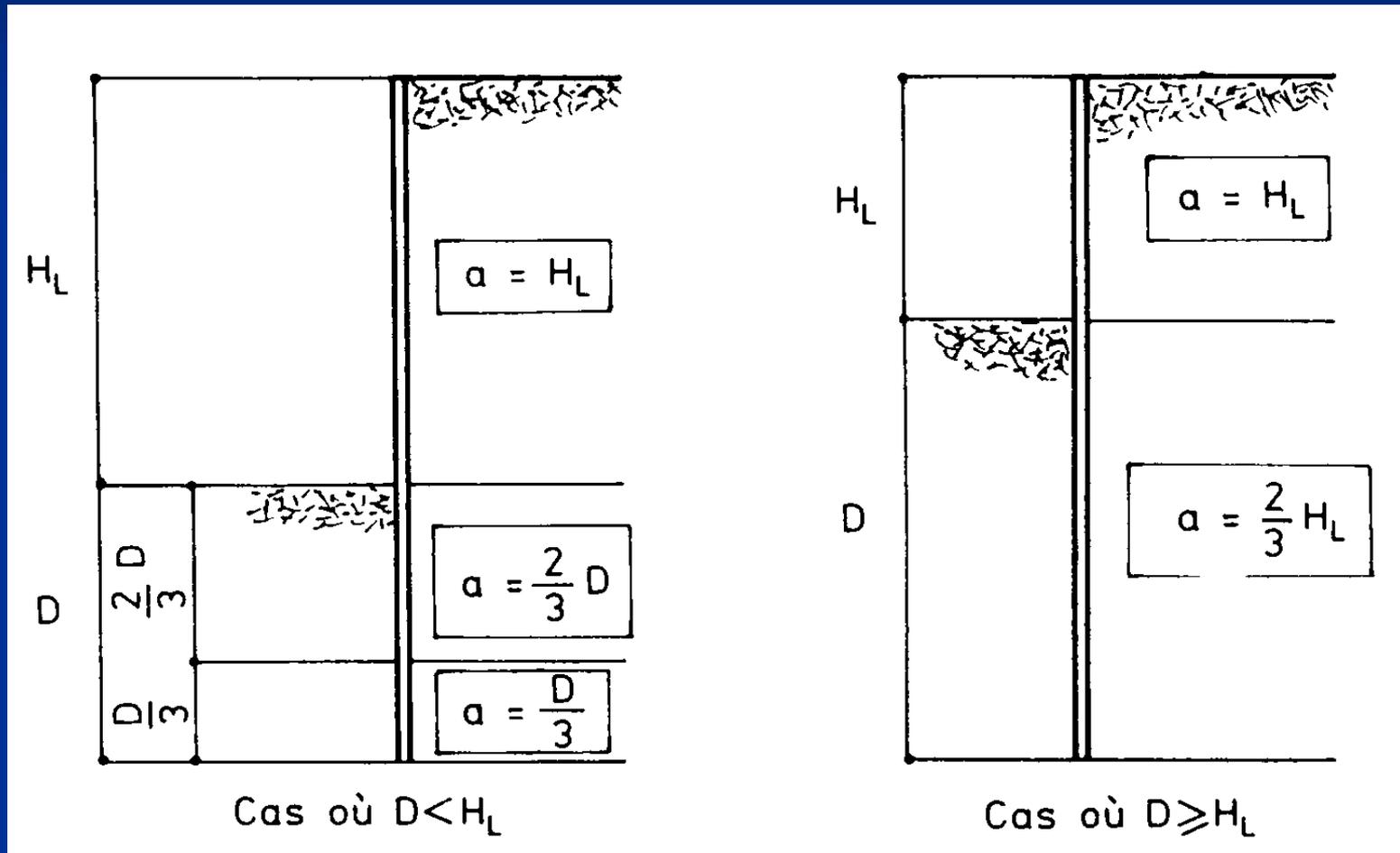
Ecrans de soutènement

Courbes de réaction et phases de construction



Ecrans de soutènement

Coefficients de réaction hors mise en tension



Ecrans de soutènement

Coefficients de réaction : phases de mise en tension

$$k_h = r \cdot s \frac{4 \overline{E_M}}{\ell_0}$$

$$\ell_0 = \sqrt[3]{s \frac{EI}{\overline{E_M}^t}}$$

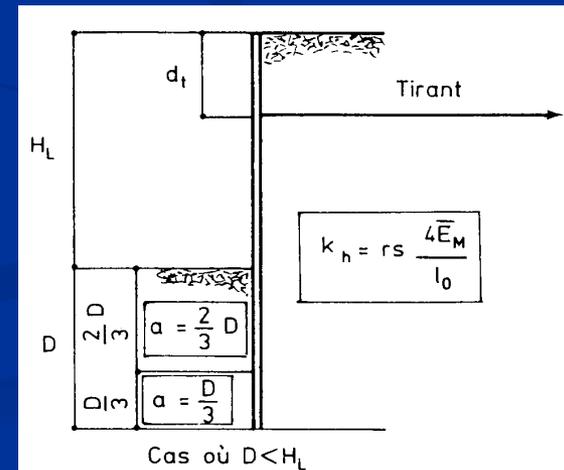
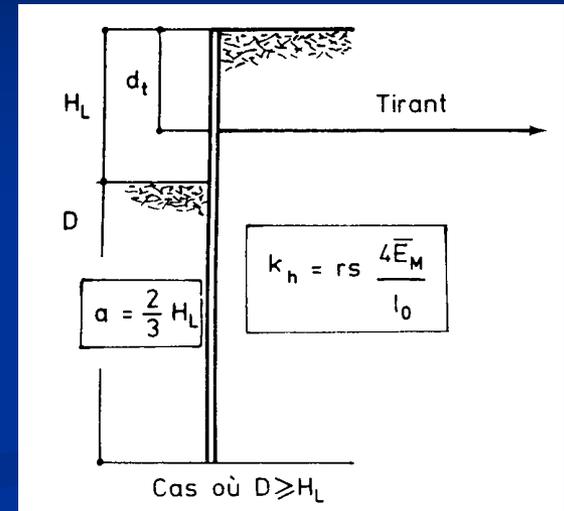
Valeur moyenne de E_M sur $3 \ell_0$:

$$\overline{E_M}^t = \frac{1}{3 \ell_0} \int_{d_t - 1,5 \ell_0}^{d_t + 1,5 \ell_0} E_M(z) dz$$

Pénalisation pour les tirants à faible profondeur

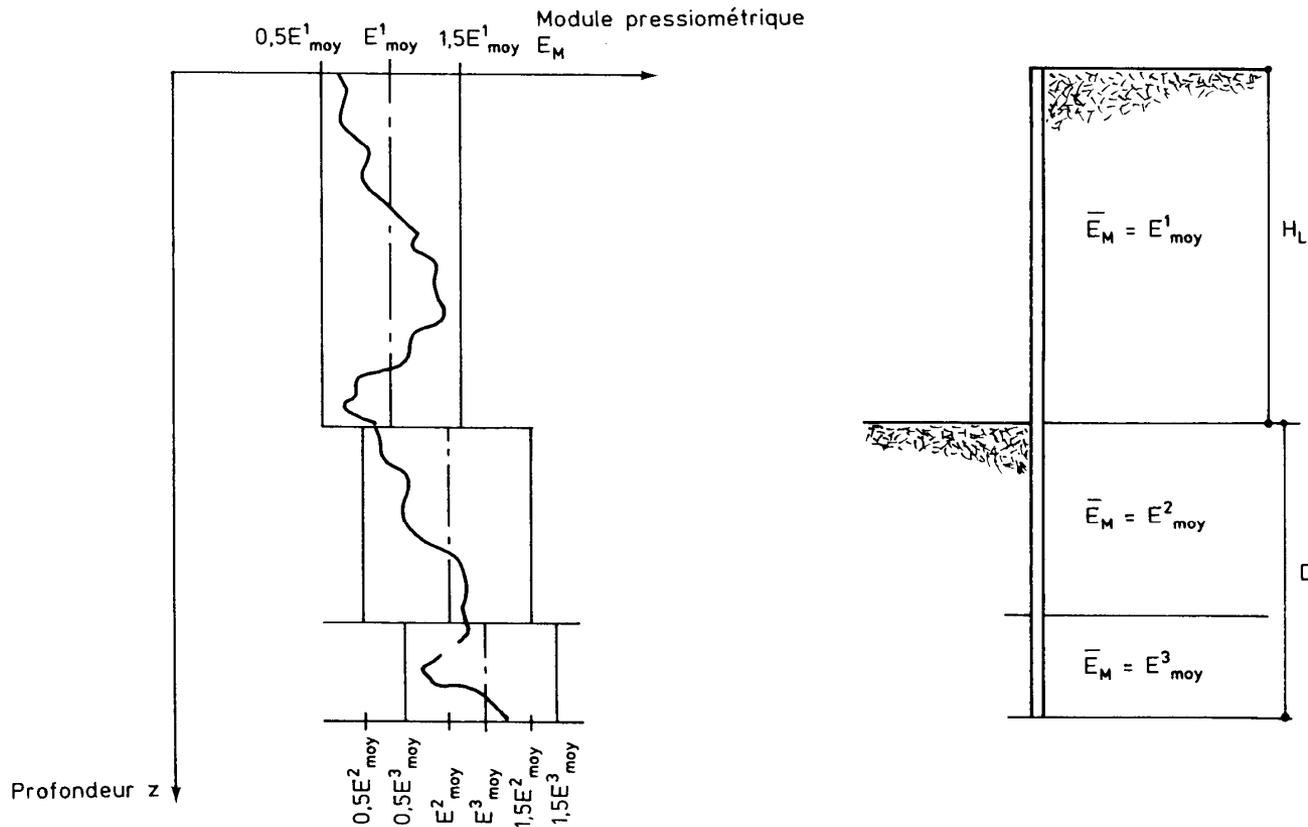
$$r = \begin{cases} \inf\left(\frac{d_t}{\ell_0}; 1\right) & \text{si } \frac{d_t}{\ell_0} > \frac{1}{3} \\ \text{ou} \\ \frac{1}{3} & \text{si } \frac{d_t}{\ell_0} \leq \frac{1}{3} \end{cases}$$

$s = 1$ (sol remblayé) $s = 3$ (sol en place)



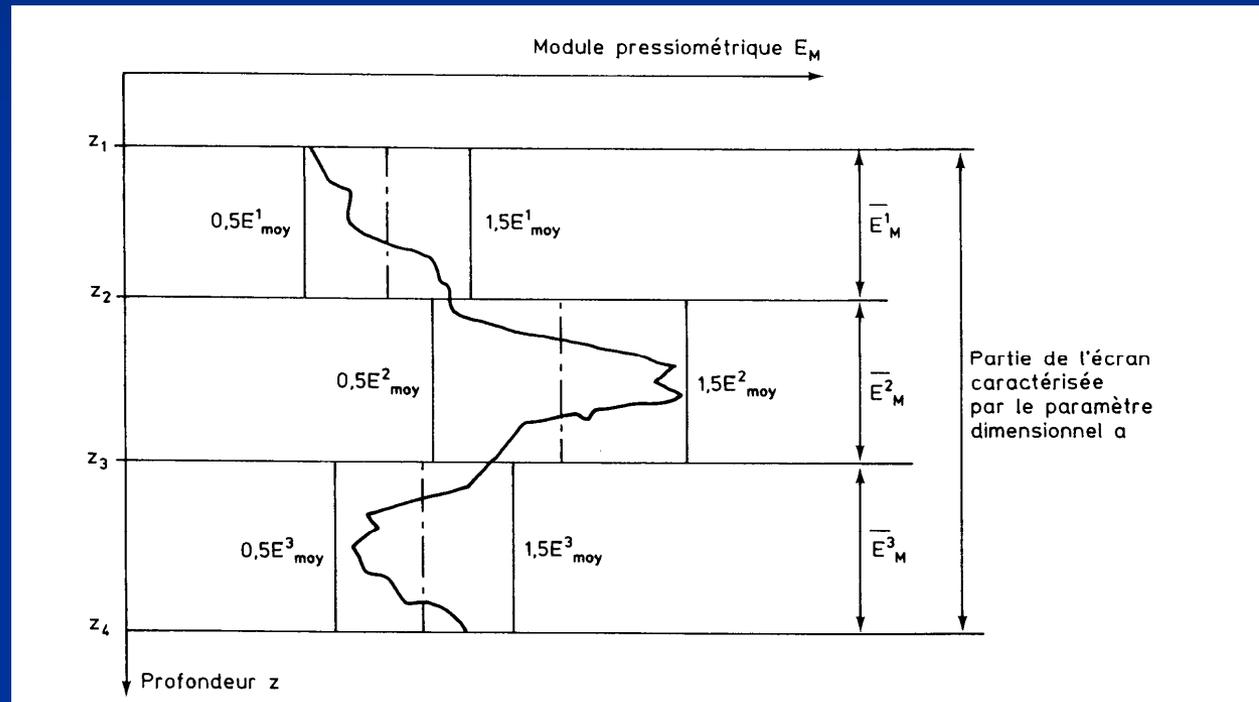
Ecrans de soutènement

Module pressiométrique équivalent : sols « assez homogènes »



Ecrans de soutènement

Module pressiométrique équivalent : sols « peu homogènes »



La partition en sous-couches n'implique pas de modifier a

Table des matières

1. Le pressiomètre
2. Procédure d'essai et présentation des résultats
3. Calcul de p_f , p_l et E_M
4. Les Fondations
5. Interaction sol – structure
6. Exemples d'application de fondations superficielle et profonde

Exemples d'application

Exemple de justification d'une fondation superficielle

Document de **M.Morbois** présenté par
CécileMAUREL

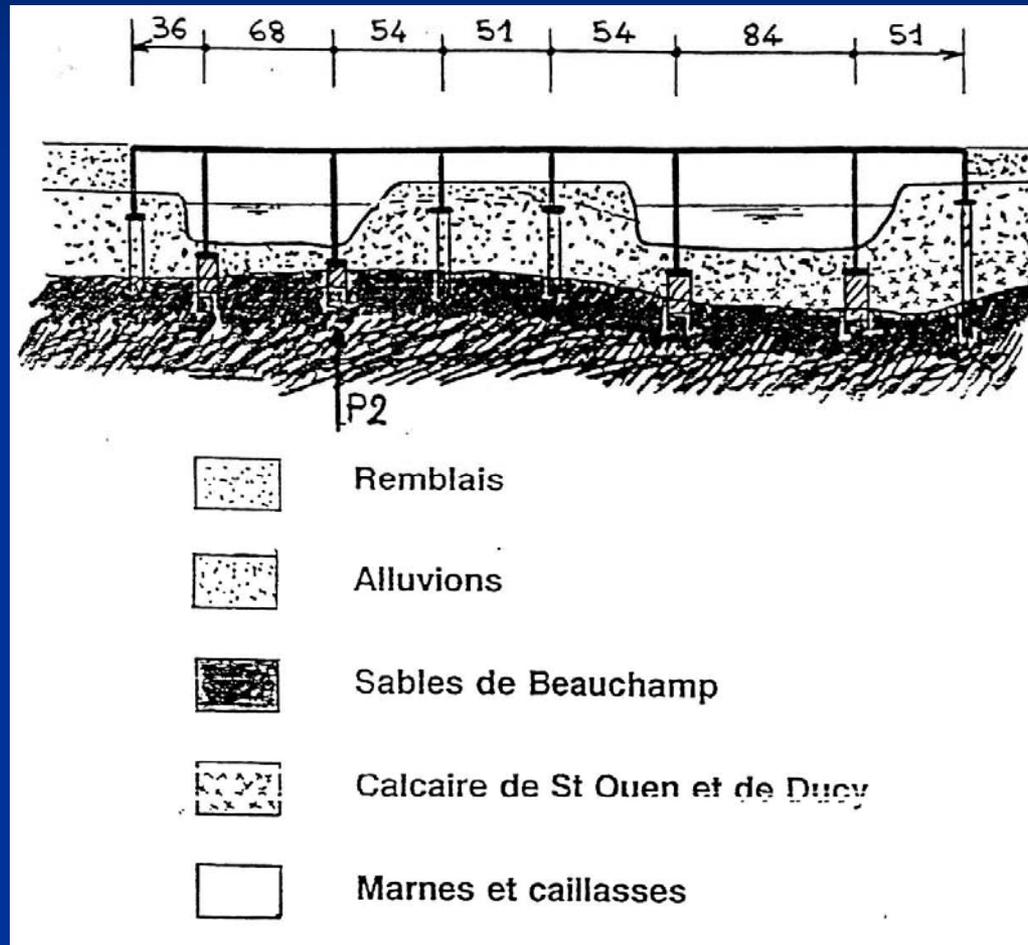
Applications du Fascicule 62

Ponts Formation Edition

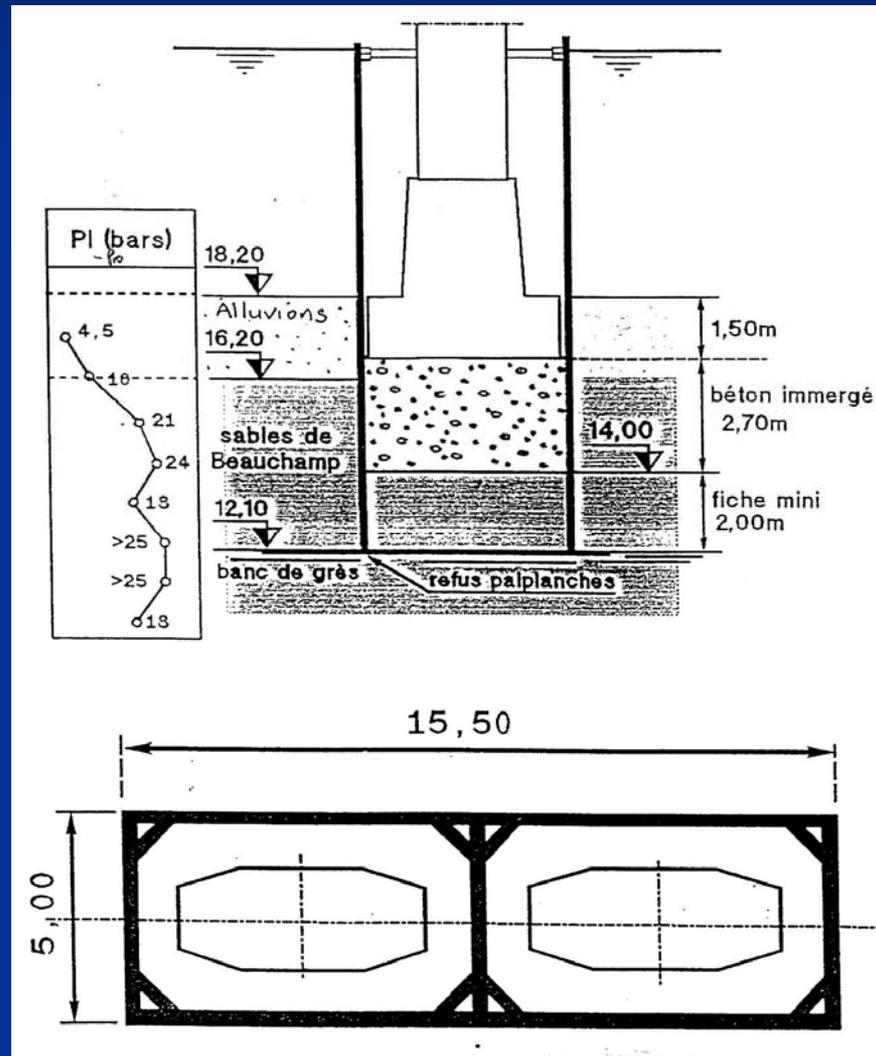
Ecole Nationale des Ponts et chaussées

(Voir la présentation sur le CD)

Pont sur la Seine



Batardeau



Actions

Actions permanentes : G

- . Poids propre tablier
- . Poids propre appui

Actions dues à l'eau : F_w

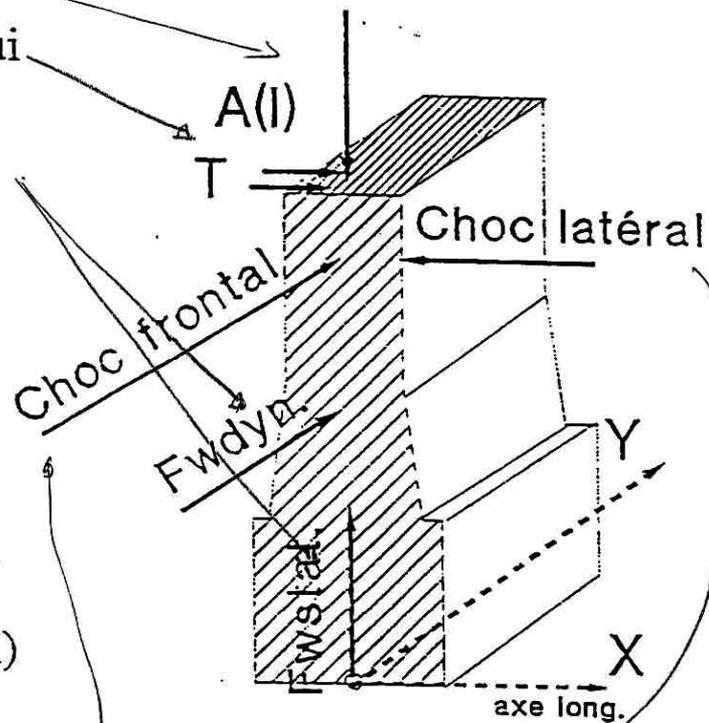
- . Hydrostatique
- . Hydrodynamique

Actions variables : Q_{ik}

- . Charges d'exploitation $A(l)$
- . Température T

Actions accidentelles : \bar{F}_a

- . Choc de bateau



Exemple de justification d'une fondation sur pieux

Document proposé par **CécileMAUREL**

Applications du Fascicule 62

Ponts Formation Edition

Ecole Nationale des Ponts et chaussées

(Voir la présentation sur le CD)

Conclusions

Conclusions

- 1. Le MPT procure des caractéristiques de déformation nuancées permettant d'appréhender correctement le calcul des tassements.**
- 2. Contrairement à l'oedomètre, le MPT donne des paramètres pour de pressions du même ordre de grandeur que celles exercées sous les constructions**
- 3. Le prix plus élevé que celui du CPT est largement compensé par le gain réalisé sur le prix de l'ouvrage.**
- 4. Le MPT étant exécuté dans un trou de forage, il peut être réalisé dans ou au-delà de couches résistantes telles que pierres de sable, graves, cailloux, etc.**
- 5. Le MPT permet de mettre en évidence un horizon rocheux (schisteux) altéré là où le CPT bloque dès la rencontre de l'horizon altéré.**
- 6. Dans les vases et sols très mous, l'essai pressiométrique permet d'avoir des paramètres corrects, moyennant le choix d'une gaine suffisamment souple, alors que le CPT dont les tiges peuvent descendre sous leur propre poids, n'est pas assez sensible.**
- 7. Le module pressiométrique permet d'estimer correctement le coefficient de réaction lorsque le paramètre dimensionnel a est judicieusement choisi.**
- 8. L'expérience montre que les déplacements réels de soutènements sont souvent mieux approchés par les méthodes k que par les éléments finis.**